

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE
CONCRETO ARMADO DE SEIS PISOS UBICADO EN LA CIUDAD DE
CAJAMARCA**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR:

Carlos Joao Saldaña Becerra

ASESOR:

Paulo Israel Mejía Trejo

Lima, Mayo, 2024

Informe de Similitud

Yo, Paulo Israel Mejía Trejo, docente de la Facultad de Ciencias e Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor(a) de la tesis/el trabajo de investigación titulado

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE SEIS PISOS UBICADO EN LA CIUDAD DE CAJAMARCA.,

del/del autor(a)/ de los(as) autores(as) CARLOS JOAO SALDAÑA BECERRA,

dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 2%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 21/05/2024.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis o Trabajo de Suficiencia Profesional, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha: Lima 05 de mayo del 2024

Apellidos y nombres del asesor / de la asesora: <u>Mejia Trejo Paulo Israel</u>	
DNI: 46416316	Firma 
ORCID: https://orcid.org/0000-0001-9829-7735	

RESUMEN

El objetivo de esta tesis es llevar a cabo el análisis y diseño estructural de un edificio multifamiliar de seis pisos, ubicado en la calle Coimolache 147, en la ciudad de Cajamarca. El proyecto tiene un área aproximada de 271.5 m² y, dadas las necesidades del proyecto, se encuentra en un terreno reforzado que permite tener una capacidad portante de 30 ton/m².

La estructuración del edificio se basa en lograr una estructura simple con una rigidez lateral adecuada en ambas direcciones. Además, el predimensionamiento de los elementos estructurales se basa en los criterios mencionados en la norma y libros de consulta.

En cuanto al sistema estructural utilizado, se emplean muros estructurales combinados con pórticos de concreto armado. Para el techo, se utilizan losas aligeradas en una dirección y losas macizas en dos direcciones formando diafragmas rígidos en cada techo. Para las cimentaciones, se usan zapatas conectadas y zapatas combinadas.

Para llevar a cabo el análisis sísmico, se ha desarrollado un modelo tridimensional en ETABS que incluye todos los elementos estructurales. A partir de ello, se obtienen las cargas sísmicas y se busca cumplir con los requerimientos de la Norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Para el análisis por gravedad, se realiza el metrado de cargas de los elementos estructurales y el modelamiento en 2D en ETABS, con el fin de obtener los valores de cargas muertas y vivas.

Para las cimentaciones, se utiliza el programa SAFE, porque permite realizar análisis más completos mediante el análisis por elementos finitos.

Por último, se lleva a cabo el diseño en concreto armado de todos los componentes estructurales, como las losas aligeradas, losas macizas, vigas, columnas, placas, zapatas y escaleras, siguiendo los requisitos establecidos en la Norma E.060 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Índice

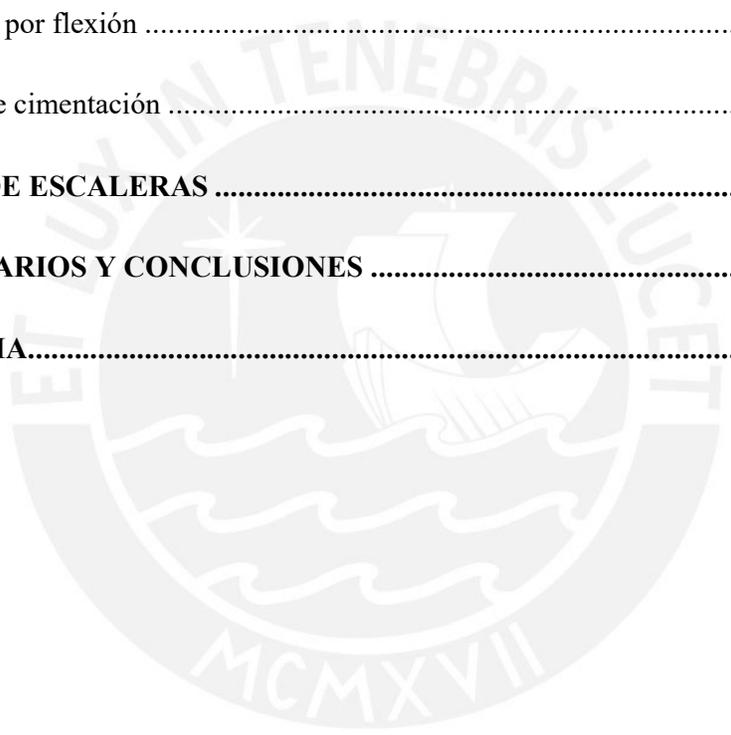
1	DESCRIPCION DEL PROYECTO	1
1.1	Características principales.....	1
1.2	Materiales empleados y características del sistema estructural.....	7
2	ESTRUCTURACIÓN	8
2.1	Criterios de estructuración.....	8
2.1.1	Simplicidad y simetría.....	8
2.1.2	Resistencia y ductilidad.....	9
2.1.3	Hiperestaticidad y monolitismo.....	10
2.1.4	Uniformidad y continuidad de la estructura.....	10
2.1.5	Rigidez lateral.....	10
2.1.6	Diafragmas rígidos.....	10
2.1.7	Elementos no estructurales.....	11
2.1.8	Cimentación.....	11
2.1.9	Diseño en concreto armado.....	12
2.2	Estructuración del edificio.....	12
3	PREDIMENSIONAMIENTO	14
3.1	Predimensionamiento.....	14
3.1.1	Predimensionamiento de losas.....	14
3.1.2	Predimensionamiento de vigas.....	15
3.1.3	Predimensionamiento de columnas.....	16

3.1.4	Predimensionamiento de placas.....	18
4	ANÁLISIS DE CARGAS VERTICALES.....	19
4.1	Generalidades	19
4.2	Análisis de losas y vigas.....	20
4.2.1	Losa aligerada.....	20
4.2.2	Losa maciza	22
4.2.3	Vigas	23
4.3	Análisis tridimensional.....	25
4.4	Análisis de escaleras	28
5	ANÁLISIS SÍSMICO.....	29
5.1	Parámetros de análisis sísmico	29
5.1.1	Zonificación.....	30
5.1.2	Parámetros de sitio.....	30
5.1.3	Categoría del edificio.....	31
5.1.4	Factor de amplificación sísmica	31
5.1.5	Irregularidad en altura ($I_a = 1$)	32
5.1.6	Irregularidad en planta ($I_p = 1$).....	32
5.1.7	Coefficiente de reducción sísmica	34
5.2	Espectro de diseño	34
5.3	Corroboración de parámetros sísmicos	35
5.4	Análisis Dinámico.....	37

5.5	Control de desplazamientos laterales y en planta	38
5.5.1	Control de derivas de entrepiso	38
5.5.2	Junta sísmica.....	39
5.6	Masa sísmica	40
5.7	Cortante de diseño	41
5.8	Distribución de fuerzas internas	41
6	FUNDAMENTOS DEL DISEÑO EN CONCRETO ARMADO.....	45
6.1	Diseño por resistencia	45
6.1.1	Factores de reducción de resistencia.....	45
6.1.2	Factores de carga (Resistencia mínima).....	46
6.2	Diseño por capacidad.....	47
6.3	Diseño por flexión	48
6.3.1	Hipótesis de diseño	48
6.3.2	Acero máximo y mínimo.....	50
6.4	Diseño por cortante.....	51
6.4.1	Espaciamiento de estribos	52
6.4.2	Estribos mínimos	53
6.5	Diseño por flexocompresión.....	53
6.6	Detalles del refuerzo	54
6.6.1	Recubrimiento de concreto.....	54
6.6.2	Espaciamiento del acero de refuerzo	57

6.6.3	Anclaje de fierro	58
6.6.4	Empalmes	60
6.6.5	Corte de fierro.....	62
7	DISEÑO DE LOSAS.....	63
7.1	Losas aligeradas.....	63
7.1.1	Diseño por flexión	64
7.1.2	Diseño por cortante.....	66
7.1.3	Refuerzo por contracción y temperatura.....	68
7.1.4	Corte de fierro.....	68
7.2	Losas macizas.....	69
7.2.1	Diseño por flexión	70
7.2.2	Diseño por cortante.....	73
8	DISEÑO DE VIGAS.....	74
8.1	Diseño por flexión	75
8.2	Diseño por cortante.....	79
8.3	Corte de fierro.....	85
9	DISEÑO DE COLUMNAS.....	87
9.1	Diseño por flexocompresión.....	87
9.2	Diseño por cortante.....	94
10	DISEÑO DE PLACAS.....	99
10.1	Diseño por flexocompresión.....	99

10.2	Diseño por cortante.....	105
11	DISEÑO DE CIMENTACIÓN.....	111
11.1	Modelamiento de cimentación.....	111
11.2	Diseño por corte por flexión y punzonamiento	112
11.2.1	Corte por flexión.....	113
11.2.2	Corte por punzonamiento	113
11.3	Diseño por flexión	114
11.4	Viga de cimentación	123
12	DISEÑO DE ESCALERAS	125
13	COMENTARIOS Y CONCLUSIONES	128
	BIBLIOGRAFIA.....	132



Lista de Figuras

Figura 1.1 Fachada del edificio.....	2
Figura 1.2 Muralla de ingreso.....	2
Figura 1.3 Planta de arquitectura del primer piso.....	3
Figura 1.4 Planta de arquitectura del piso típico (2-6).....	4
Figura 1.5 Corte A-A de arquitectura.....	5
Figura 1.6 Corte B-B de arquitectura.....	6
Figura 2.1 Distribución de vigas, columnas y placas en la estructura.....	13
Figura 4.1 Vigüeta más cargada (plano de estructuras).....	20
Figura 4.2 Vigüeta más cargada (plano de arquitectura).....	21
Figura 4.3 Modelo idealizado de la vigüeta más cargada con cargas muertas.....	22
Figura 4.4 Modelo idealizado de la vigüeta más cargada con cargas vivas.....	22
Figura 4.5 Análisis por elementos finitos de la losa maciza.....	23
Figura 4.6 Modelo idealizado de viga V-07 con cargas muertas.....	25
Figura 4.7 Modelo idealizado de viga V-07 con cargas vivas.....	25
Figura 4.8 Modelo 3D de la edificación en análisis.....	25
Figura 4.9 Vista en planta de los techos de los pisos 1-5.....	26
Figura 4.10 Vista en planta de del techo del piso 6.....	27
Figura 5.1 Factor de zonificación en el Perú Fuente: Norma Técnica E.030 “Diseño Sismorresistente”	30
Figura 5.2 Espectro de diseño.....	35
Figura 5.3 Cálculo de deriva promedio.....	36
Figura 5.4 Diagrama de momentos flectores del eje “A” debido al sismo en dirección YY.....	42
Figura 5.5 Diagrama de fuerzas cortantes del eje “A” debido al sismo en dirección YY.....	42
Figura 5.6 Diagrama de momentos flectores del eje 1 debido al sismo en dirección XX.....	43
Figura 5.7 Diagrama de fuerzas cortantes del eje 1 debido al sismo en dirección XX.....	43

Figura 6.1 Bloque de compresiones.....	48
Figura 6.2 Diagrama de interacción.....	54
Figura 6.3 Recubrimiento en losa aligerada	55
Figura 6.4 Recubrimiento en losa maciza.....	55
Figura 6.5 Recubrimiento de vigas	55
Figura 6.6 Recubrimiento de vigas chatas	56
Figura 6.7 Recubrimiento de columnas	56
Figura 6.8 Recubrimiento de placas.....	56
Figura 6.9 Espaciamientos mínimos en vigas.....	57
Figura 6.10 Espaciamientos mínimos en columnas	57
Figura 6.11 Espaciamientos máximos en losas macizas y muros.....	58
Figura 6.12 Detallado del gancho estándar para fierros longitudinales	59
Figura 6.13 Detallado del gancho estándar para estribos.....	60
Figura 6.14 Detalle de empalmes en vigas	61
Figura 6.15 Detalle de empalmes en columnas.....	61
Figura 6.16 Detalle del corte de fierro	62
Figura 7.1 Detalle de la losa aligerada.....	63
Figura 7.2 Envolvente de momentos flectores de la vigueta ubicada entre los ejes 3-4	64
Figura 7.3 Vista en planta de los ensanches corridos y alternados	67
Figura 7.4 Envolvente de fuerzas cortantes de la vigueta ubicada entre los ejes 3-4	67
Figura 7.5 Método práctico para corte de fierro	68
Figura 7.6 Diseño de losa aligerada ubicada entre los ejes 3 y 4.....	69
Figura 7.7 Modelado de la losa maciza (vista 3D)	70
Figura 7.8 Diagrama de momentos flectores de la losa maciza en la dirección XX.....	71
Figura 7.9 Diagrama de momentos flectores de la losa maciza en la dirección YY.....	71
Figura 7.10 Detalle de armadura de acero de la losa maciza ubicada entre los ejes 6-7	72

Figura 7.11 Acotación de enmallado de acero superior e inferior en plano para losa maciza	72
Figura 8.1 Diagrama de momentos flectores de la viga del eje D debido a la carga muerta	76
Figura 8.2 Diagrama de momentos flectores de la viga del eje D debido a la carga viva	76
Figura 8.3 Diagrama de momentos flectores de la viga del eje D debido a la carga sísmica (dirección Y).....	76
Figura 8.4 Requerimientos de estribos en vigas según capítulo 21 de la Norma E.060	80
Figura 8.5 Diagrama de fuerzas cortantes de la viga del eje D debido a la carga muerta.....	81
Figura 8.6 Diagrama de fuerzas cortantes de la viga del eje D debido a la carga viva.....	81
Figura 8.7 Diagrama de fuerzas cortantes de la viga del eje D debido a la carga sísmica en la dirección Y.....	81
Figura 8.8 Ubicación de la resistencia de las 2 barras de 5/8" corridas	85
Figura 8.9 Diseño final de viga V-07.....	86
Figura 9.1 Columna C-02 ubicada entre el eje 7 y D.....	88
Figura 9.2 Configuración de acero propuesta para la columna C-02 ubicada entre el eje 7 y D.....	89
Figura 9.3 Diagrama de interacción del momento M33 con sismo en XX.....	92
Figura 9.4 Diagrama de interacción del momento M22 con sismo en XX.....	92
Figura 9.5 Diagrama de interacción del momento M33 con sismo en YY.....	93
Figura 9.6 Diagrama de interacción del momento M22 con sismo en YY.....	93
Figura 9.7 Configuración de fierro final de columna C-02.....	98
Figura 10.1 Placa PL-04	99
Figura 10.2 Distribución de acero en placa PL-04.....	100
Figura 10.3 Diagrama de interacción del momento M33 con sismo en XX.....	103
Figura 10.4 Diagrama de interacción del momento M22 con sismo en XX.....	103
Figura 10.5 Diagrama de interacción del momento M33 con sismo en YY.....	104
Figura 10.6 Diagrama de interacción del momento M22 con sismo en YY.....	104
Figura 10.7 Grafica hm/lm vs α	106

Figura 10.8 Configuración de fierro final de Placa PL-04 para los pisos 1-2.....	110
Figura 11.1 Sección de análisis por corte por flexión.....	113
Figura 11.2 Sección crítica de análisis por punzonamiento.....	113
Figura 11.3 Diseño por flexión en zapatas aisladas.....	115
Figura 11.4 Dimensiones de la zapata Z-01.....	115
Figura 11.5 Resistencia del suelo ante cargas de gravedad (Servicio) de la zapata Z-01.....	116
Figura 11.6 Resistencia del suelo ante cargas de gravedad y sismo en dirección “X” de la zapata Z-01	116
Figura 11.7 Resistencia del suelo ante cargas de gravedad y sismo en dirección “Y” de la zapata Z-01	116
Figura 11.8 Diseño final de zapata Z-01.....	119
Figura 11.9 Dimensiones de la zapata Z-05.....	119
Figura 11.10 Resistencia del suelo ante cargas de gravedad (Servicio) de la zapata Z-05.....	120
Figura 11.11 Resistencia del suelo ante cargas de gravedad y sismo en dirección “X” de la zapata Z- 05.....	120
Figura 11.12 Resistencia del suelo ante cargas de gravedad y sismo en dirección “Y” de la zapata Z- 05.....	121
Figura 11.13 Diagrama de Momento Flector de la Zapata Z-05.....	121
Figura 11.14 Diagrama de Fuerzas Cortantes de la Zapata Z-05.....	122
Figura 11.15 Diseño final de zapata Z-05.....	123
Figura 11.16 Diagrama de Momento Flector de la Viga VC-04 (ton.m).....	124
Figura 11.17 Vista en elevación de la viga de cimentación VC-04.....	124
Figura 12.1 Diagrama de momentos flectores del tramo 1 de la escalera típica.....	126
Figura 12.2 Diagrama de fuerzas cortantes del tramo 1 de la escalera típica.....	126
Figura 12.3 Diseño final de tramo 1 de la escalera típica.....	127

Lista de Tablas

Tabla 3.1	Peraltes de losa aligerados recomendados en función a la longitud de la luz.....	14
Tabla 3.2	Espesores de losa maciza recomendados en función a la longitud de la luz.....	15
Tabla 3.3	Resumen de predimensionamiento de vigas	16
Tabla 3.4	Predimensionamiento de la columna ubicada entre los ejes D y 8 (C-02).....	17
Tabla 3.5	Predimensionamiento de la columna ubicada entre los ejes A y 2 (C-01).....	18
Tabla 4.1	Pesos unitarios o distribuidos de los materiales	19
Tabla 4.2	Sobrecargas respecto de la ocupación o uso	20
Tabla 4.3	Metrado de cargas muertas de la losa aligerada.....	21
Tabla 4.4	Metrado de cargas vivas de la losa aligerada	22
Tabla 4.5	Metrado de cargas muertas de la losa maciza	23
Tabla 4.6	Metrado de cargas vivas de la losa maciza	23
Tabla 4.7	Metrado de cargas muertas de la viga V-07.....	24
Tabla 4.8	Metrado de cargas vivas de la viga V-07	24
Tabla 4.9	Metrado de cargas de escalera	28
Tabla 5.1	Tabla para determinar Factor de suelo “S”	31
Tabla 5.2	Tabla para determinar los periodos “Tp” y “Tl”	31
Tabla 5.3	Parámetros sísmicos.....	34
Tabla 5.4	Porcentajes del corte en la base que toman los muros de corte.....	35
Tabla 5.5	Verificación de irregularidad torsional en X.....	36
Tabla 5.6	Verificación de irregularidad torsional en Y.....	37
Tabla 5.7	Análisis modal	37
Tabla 5.8	Desplazamientos laterales máximos y sus derivas en dirección XX	38
Tabla 5.9	Desplazamientos laterales máximos y sus derivas en dirección YY	39
Tabla 5.10	Masa sísmica por piso.....	40
Tabla 5.11	Determinación de cortante de diseño y factor de amplificación	41

Tabla 6.1 Factores de reducción de resistencia.....	46
Tabla 6.2 Longitudes de anclaje.....	58
Tabla 6.3 Longitudes de empalme en vigas y columnas.....	60
Tabla 7.1 Cálculo de acero en losa aligerada.....	65
Tabla 7.2 Cálculo de ensanches.....	67
Tabla 7.3 Cuantía de acero para fierro de contracción y temperatura.....	68
Tabla 8.1 Combinaciones de cargas para diseño de vigas.....	74
Tabla 8.2 Área de aceros máximo y mínimo para las vigas de 25x40.....	75
Tabla 8.3 Combinaciones de cargas y envolvente de momento flectores de tramos 4-5 y 5-6.....	77
Tabla 8.4 Combinaciones de cargas y envolvente de momento flectores de tramos 6-7 y 7-8.....	77
Tabla 8.5 Combinaciones de cargas y envolvente de momento flectores de tramos 8-9 y 9-10.....	77
Tabla 8.6 Calculo de acero requerido para la viga del eje D (V-07).....	78
Tabla 8.7 Combinaciones de cargas y envolvente de fuerzas cortantes de tramos 4-5 y 5-6.....	82
Tabla 8.8 Combinaciones de cargas y envolvente de fuerzas cortantes de tramos 6-7 y 7-8.....	82
Tabla 8.9 Combinaciones de cargas y envolvente de fuerzas cortantes de tramos 8-9 y 9-10.....	82
Tabla 8.10 Calculo de espaciamiento de estribos (S) de los tramos 4-5, 5-6 y 6-7.....	83
Tabla 8.11 Calculo de espaciamiento de estribos (S) de los tramos 7-8, 8-9 y 9-10.....	83
Tabla 8.12 Calculo de V_u a partir de los momentos nominales según el capítulo 21 de la norma E.060.....	84
Tabla 8.13 Amplificación de V_u por 2.5 según capítulo 21 de la norma E.060.....	84
Tabla 8.14 Cálculo de espaciamiento de estribos (S) según capítulo 21 de la norma E.060.....	84
Tabla 8.15 Espaciamiento de estribos en zona confinada.....	85
Tabla 9.1 Aceros mínimo, máximo, recomendado y propuesta de la columna de 25x50 cm ²	88
Tabla 9.2 Tabulación de valores para M33 (C-02).....	89
Tabla 9.3 Tabulación de valores para M22 (C-02).....	90
Tabla 9.4 Cargas de la columna ubicada entre el Eje 10 y A.....	90

Tabla 9.5 Combinaciones de cargas para sismo en dirección XX	91
Tabla 9.6 Combinaciones de cargas para sismo en dirección YY	91
Tabla 9.7 Dimensiones y fierros longitudinales empleados para los tipos de columnas	95
Tabla 9.8 Elección de longitud de confinamiento en base a los criterios de la Norma E.060	95
Tabla 9.9 Elección del espaciamiento en la zona de confinamiento	95
Tabla 9.10 Fuerzas cortantes en dirección 22 y 33 de la columna ubicada entre el eje 7 y D	96
Tabla 9.11 Momentos nominales y cálculo de Vu1	96
Tabla 9.12 Cálculo de Vu2	97
Tabla 10.1 Tabulación de valores para M33 (PL-04)	101
Tabla 10.2 Tabulación de valores para M22 (PL-04)	101
Tabla 10.3 Cargas de la placa PL-04	102
Tabla 10.4 Combinaciones de cargas para sismo en dirección XX	102
Tabla 10.5 Combinaciones de cargas para sismo en dirección YY	102
Tabla 10.6 Cuantías mínimas de acero para muros de corte.....	105
Tabla 10.7 Combinaciones de fuerzas cortantes de la placa PL-04	107
Tabla 10.8 Cálculo de altura de capacidad.....	108
Tabla 10.9 Acero mínimo requerido para la placa PL-04 en ambas direcciones.....	109
Tabla 11.1 Modulo de Reacción del suelo Fuente: Tesis de Maestría “Interacción Suelo-Estructuras: Semi-espacio de Winkler”, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona – España. 1993 (Autor Nelson Morrison).....	112
Tabla 11.2 Cálculo de acero requerido en zapata Z-01	118
Tabla 11.3 Cálculo de acero requerido en zapata Z-05	122
Tabla 11.4 Cálculo de acero requerido en viga de cimentación VC-04.....	124
Tabla 12.1 Resumen del metrado de cargas de la escalera típica.....	125
Tabla 12.2 Cálculo de acero colocado en el tramo 1 de la escalera típica	126
Tabla 12.3 Verificación por cortante del tramo 1 de la escalera típica	127

CAPÍTULO I: DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El presente capítulo expondrá las principales características del proyecto de vivienda multifamiliar de manera general, haciendo énfasis en sus detalles de arquitectura, materiales a emplear y sistema estructural planteado.

1.1 Características principales

El presente edificio a analizar está destinado al uso multifamiliar y consta de 6 pisos. Este inmueble se encuentra ubicado en la calle Coimolache 147, en la ciudad de Cajamarca, y colinda con dos edificaciones lateralmente. El terreno tiene un área de 271.5 m² y cada nivel contará con un área techada de 221.5 m². Todos los pisos tendrán 2 departamentos, lo cual hace un total de 12 departamentos proyectados para el edificio. En las figuras 1.1 y 1.2 se observan la fachada y la muralla frontal del edificio. Asimismo, en las figuras 1.3 y 1.4, se muestran las plantas de arquitectura del primer piso y del piso típico.

El edificio cuenta con una entrada y salida peatonal general. Para el desplazamiento dentro del inmueble, se tiene un ascensor ubicado en la parte inferior central y unas escaleras contiguas al mismo. Además, los dos primeros departamentos, ubicados en el primer piso, tienen un ingreso independiente al resto de la edificación. En las figuras 1.5 y 1.6 se puede observar, con mayor precisión, la distribución vertical del edificio.

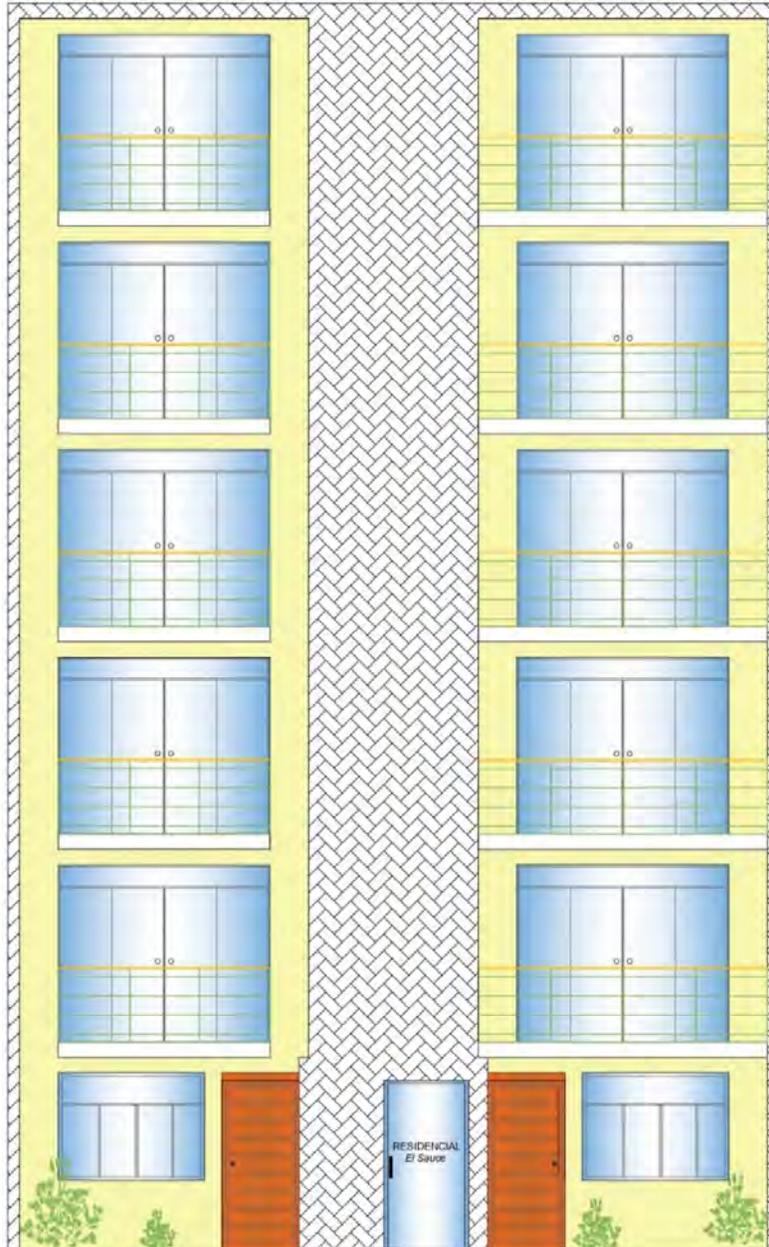


Figura 1.1 Fachada del edificio



Figura 1.2 Muralla de ingreso

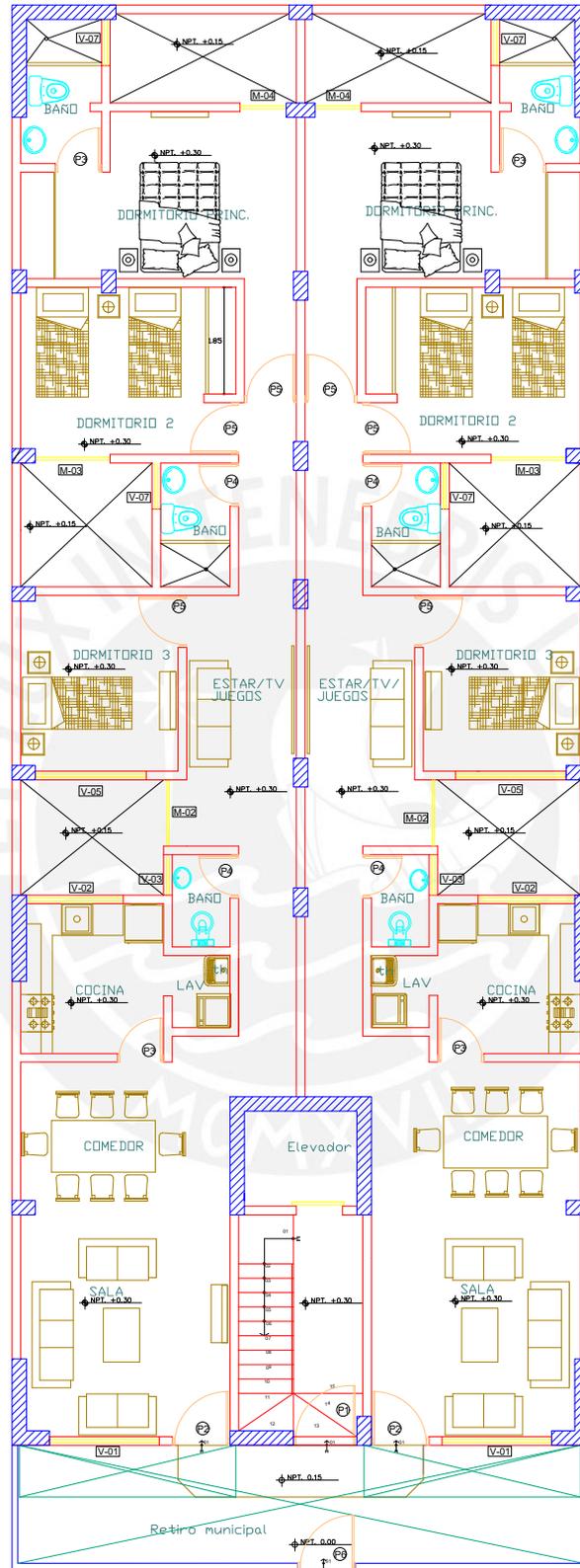


Figura 1.3 Planta de arquitectura del primer piso

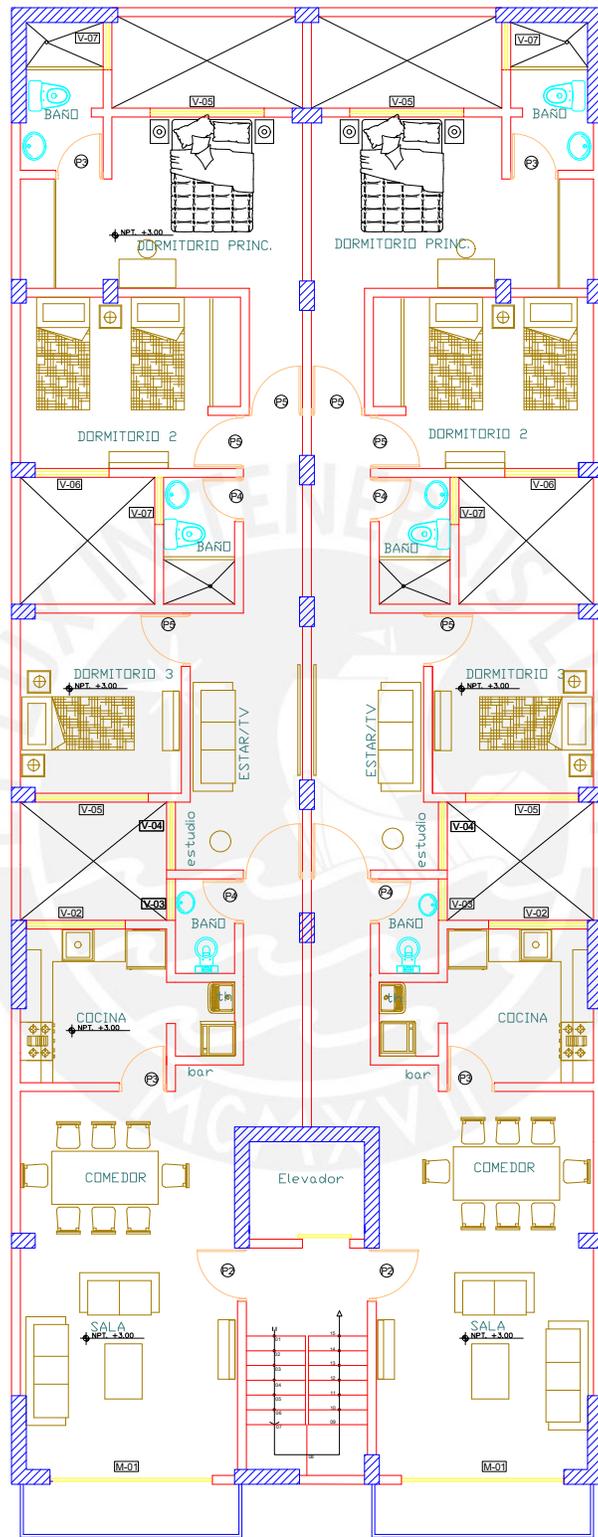


Figura 1.4 Planta de arquitectura del piso típico (2-6)

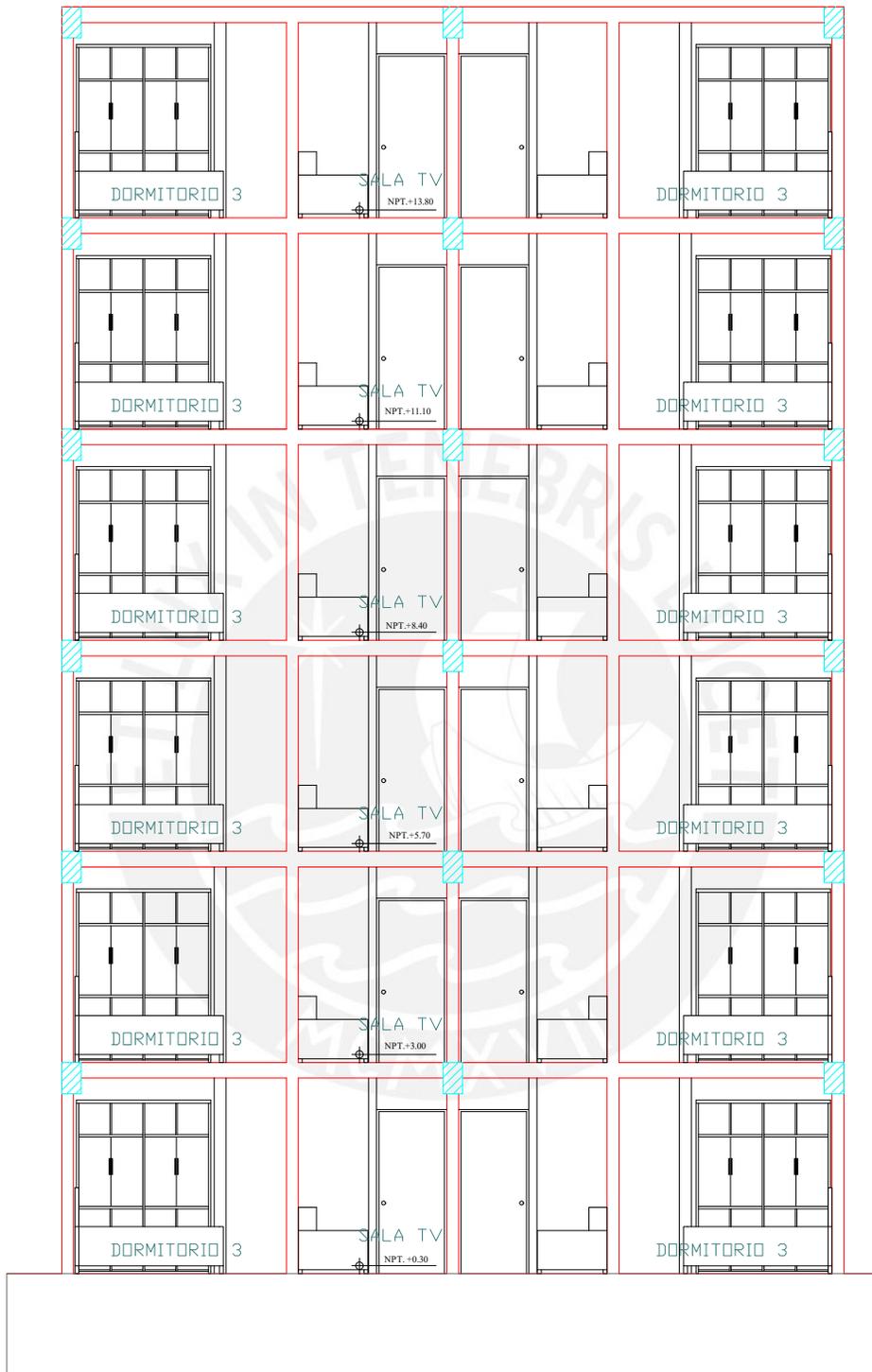


Figura 1.6 Corte B-B de arquitectura

1.2 Materiales empleados y características del sistema estructural

Para el presente proyecto, se muestran, a continuación, las características de los materiales a emplear:

- La resistencia del concreto ($f'c$) será de 210 kg/cm^2 para todos los elementos estructurales que conforman el edificio: columnas, vigas, placas, cimentaciones y losas.
- El módulo de elasticidad del concreto, en base a la resistencia utilizada, viene dado del acápite 8.5.2 de la NTE E.060, por lo que este resulta $15000\sqrt{f'c} = 217370.65 \text{ kg/cm}^2 \approx 217000 \text{ kg/cm}^2$.
- El módulo de Poisson utilizado es de 0.15.
- El acero utilizado es corrugado de grado 60, su módulo de elasticidad es igual a 2000000 kg/cm^2 y su esfuerzo de fluencia empezará con 4200 kg/cm^2 , de acuerdo a la norma ASTM A-615.

Con respecto al sistema estructural, la edificación es mixta, es decir, está conformado por pórticos y placas. Para la separación de ambientes, se utilizan muros de albañilería de arcilla cocida King Kong de 18 huecos. Además, de acuerdo al Estudio de Mecánica de Suelos, se realizó un mejoramiento del mismo para alcanzar la capacidad admisible de 3 kg/cm^2 . Con la resistencia del suelo conocida y las cargas del edificio, se determinó el tipo de cimentación a emplear, el cual está compuesto por zapatas combinadas y conectadas.

CAPÍTULO II: ESTRUCTURACIÓN

El presente Capítulo plantea la aplicación de los diferentes criterios de estructuración en la edificación de estudio, tomando como referencia lo aprendido del ingeniero Antonio Blanco en su libro “Diseño de edificaciones de concreto armado”.

2.1 Criterios de estructuración

Los criterios de estructuración buscan otorgar a las edificaciones determinada resistencia sísmica ante posibles movimientos telúricos, ocasionados, en el caso del Perú, por su ubicación respecto del anillo de fuego del Pacífico. Para sismos leves o frecuentes, un comportamiento elástico, sin daños, es el esperado; para sismos moderados o poco frecuentes, daños leves son los previstos; y, para sismos severos o raros, un daño estructural importante, salvaguardando la vida, es el deseado. Es preciso aclarar que, para este último, existe una mínima posibilidad de colapso, que se debe tener en cuenta, dada su probabilidad de ocurrencia. Ahora, con el fin de lograr los comportamientos anteriormente mencionados, se han ubicado y dispuesto los diferentes elementos estructurales, como se detalla en los siguientes criterios de estructuración.

2.1.1 Simplicidad y simetría

Para la presente edificación se ha dispuesto una estructura simple rectangular sin presencia de elementos estructurales no ortogonales, dado que permite predecir, de una forma más exacta, el comportamiento de la misma ante un sismo. Además, es más fácil de idealizar con respecto a elementos más complejos, ya que estos últimos suponen simplificaciones que, debido a su naturaleza, brindan resultados menos certeros y más alejados de la realidad.

Respecto a la simetría, se buscó primordialmente que los centros de rigidez y de masa se encuentren cercanos, ya que estos permiten reducir el giro en la edificación (fenómeno de torsión), el cual puede resultar muy destructivo y difícil de predecir.

Para el presente edificio, se ha logrado una simetría total respecto al eje YY, dada la forma de la misma y la ubicación de las placas y columnas. Respecto al eje XX, resulto imposible generar la simetría, dada la arquitectura planteada. Aun así, se dispusieron los elementos estructurales, de tal manera que se reduzcan las excentricidades y, por ende, el giro.

2.1.2 Resistencia y ductilidad

Por un lado, buscando un adecuado funcionamiento ante cargas sísmicas, la estructura ha sido dotada de resistencia (placas, columnas y vigas) en sus dos direcciones ortogonales (“X” e “Y”). Asimismo, dada la distribución de los elementos estructurales presentados en la Figura 2.1, se ha proporcionado un adecuado transporte de cargas, aportando rigidez y resistencia apropiados a los elementos estructurales que conforman el “camino” hacia el punto final de resistencia.

Por otro lado, la estructura debe presentar adecuada ductilidad, ya que esta es la propiedad que permite, dentro del rango plástico, complementar la resistencia faltante, con desplazamientos inelásticos que mantienen la integridad de los elementos estructurales hasta antes de la falla. En ese sentido y teniendo en cuenta que los diseños de los elementos de concreto armado se realizan con la intención de que fallen por flexión, ya que la falla por corte es frágil y puede desencadenar rápidamente en el colapso, se han dispuesto de muros de corte (placas) en toda la edificación sin generar la saturación del mismo.

Finalmente, al momento de fallar, la formación de rótulas plásticas debe presentarse, en primer lugar, en los elementos de menor contribución a la resistencia, como lo son las vigas, ya que contribuyen a disipar más tempranamente la energía y evitar el colapso.

2.1.3 Hiperestaticidad y monolitismo

Con el fin de obtener una disposición hiperestática, se han establecido condiciones de vínculo (nodos), de tal forma que permitan aumentar la capacidad resistente y generar rótulas plásticas que disipen la energía. No obstante, para el funcionamiento adecuado mencionado, es necesario el monolitismo estructural, ya que supone que se tienen nudos completamente rígidos que funcionan bien ante sismos.

2.1.4 Uniformidad y continuidad de la estructura

Con la finalidad de evitar concentraciones de esfuerzos, todos los elementos estructurales de la edificación son continuos y ninguno posee cambios de rigidez. En ese sentido, desde la base, hasta el último piso, todas las columnas, vigas y placas mantienen sus secciones con ligeras variaciones en el acero de refuerzo correspondientes a la reducción de carga que reciben.

2.1.5 Rigidez lateral

Es imprescindible dotar a la estructura de resistencia lateral, ya que esta permite controlar las deformaciones generadas por sismos. Por ello, se ha optado por colocar muros de corte (placas) en las direcciones “X” e “Y” de la presente edificación, sin llegar a la saturación por el elevado coste que estas suponen.

2.1.6 Diafragmas rígidos

Se asumen para el proyecto que las losas se comportaran como diafragmas rígidos, es decir, como una unidad que, para una fuerza lateral aplicada, mantiene su deformación en su determinado piso o nivel. Además, esta hipótesis básica involucra la distribución

de fuerzas en columnas y placas de acuerdo a su rigidez, por lo que, para elementos más rígidos, se tendrán mayores fuerzas asociadas.

2.1.7 Elementos no estructurales

Es primordial para el funcionamiento óptimo de una estructura, la disposición y el funcionamiento que tendrán los elementos no estructurales o elementos secundarios. Estos colaboran con el amortiguamiento dinámico que percibe la estructura, durante un sismo, dada la propiedad de disipar energía con el agrietamiento (en sismos violentos). Asimismo, es posible que distorsionen la distribución de esfuerzos previstos y generen un mal funcionamiento en la estructura. En general, en función al uso que tengan (tabiques o muros “portantes”), será determinante su análisis y su influencia para la edificación, tanto como cargas, como con su aporte en la rigidez. Para el proyecto de análisis, dado el sistema estructural escogido, todos los elementos no estructurales son tabiques que no aportan mayor rigidez a la estructura y, por ende, no afectan al funcionamiento estructural más que como cargas. En otras palabras, funcionan solamente como separadores de ambientes de acuerdo a la distribución mostrada en los planos de arquitectura.

2.1.8 Cimentación

Es de suma importancia que la sub estructura se comporte de forma integral durante un sismo. Para este funcionamiento requerido, es necesario considerar, en el diseño, la carga vertical, la cortante basal, los momentos volcantes, la licuefacción del suelo y los posibles desplazamientos diferenciales entre elementos estructurales pertenecientes a la cimentación. Sin embargo, dado que se tiene un trabajo teórico, no se ha podido realizar el estudio de suelos pertinente, por lo que se consideran condiciones favorables de suelo para el diseño previsto (sin licuefacción y sin desplazamientos diferenciales en la base).

2.1.9 Diseño en concreto armado

El diseño se realiza por flexión, considerando que se debe limitar la cuantía de acero para que la estructura no falle por corte. Además, se otorga mayor capacidad por cortante, de tal forma que la estructura encuentre primero una falla por flexión dúctil, antes que una falla frágil. Asimismo, se ejecuta un adecuado confinamiento de los elementos estructurales, especialmente de los que reciben momentos importantes, ya que mantienen el núcleo de concreto, permitiendo obtener mayores deformaciones. Del mismo modo, se han dispuesto elementos estructurales continuos para que permitan una adecuada redistribución de momentos.

Las columnas, por su parte, están diseñadas con mayor capacidad de resistencia a momentos que las vigas, de tal forma que, al empezar a fallar, las rótulas se empiecen a formar en los extremos de estas últimas.

2.2 Estructuración del edificio

Se tienen dos direcciones ortogonales (X y Y) correspondientes a los ejes horizontal y vertical, respectivamente. Con esta parametrización y los criterios previamente establecidos, se dispuso la distribución de elementos estructurales mostrados en la figura 2.1. En la dirección X-X e Y-Y, la estructura se compone de columnas y vigas, formando pórticos en ambos sentidos. La ubicación de estos elementos, incluyendo algunas vigas chatas para el soporte de tabiques, se rigió por la arquitectura propuesta, buscando no alterar la distribución inicial. Para los muros de corte, se han empleado placas tipo “L” en las esquinas del proyecto y una placa tipo “U” correspondiente a la caja del ascensor para un control en los dos sentidos ortogonales del proyecto. Asimismo, se han colocado las placas PL-01 y PI-02 en las direcciones XX e YY respectivamente, para un mayor aporte de rigidez a la estructura.

La configuración mostrada busca mantener los centros de rigidez y de masa cercanos, de tal forma que no se den efectos de torsión y derivas significativas. Para el caso de las escaleras,

no se usaron placas, ya que estas, al estar ubicadas en el extremo inferior central, supondrían, ante sismos, la aparición de momentos torsionales, en planta, significativos y dañinos para la edificación. Se emplean, además, losas aligeradas para todos los pisos, las cuales permitirán un comportamiento como diafragma rígido, que implique una adecuada redistribución de fuerzas. Asimismo, para las zonas de mayor reducción de la sección del edificio (zonas estrechas), se emplean losas armadas representadas por un área achurada en la figura 2.1.

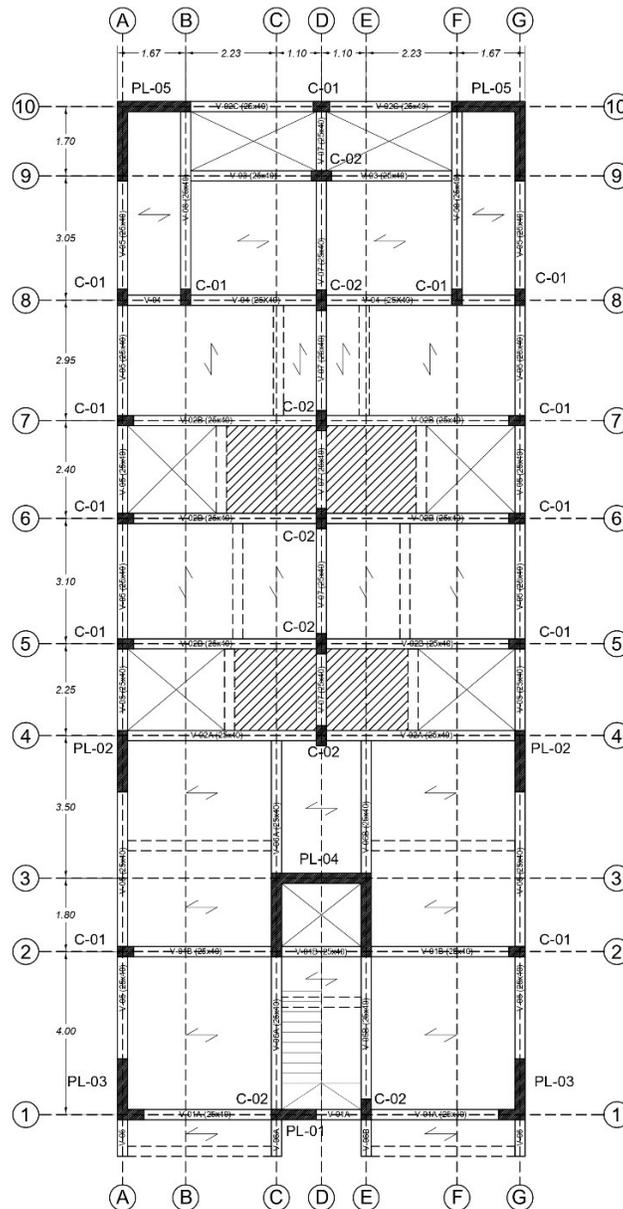


Figura 2.1 Distribución de vigas, columnas y placas en la estructura

CAPÍTULO III: PREDIMENSIONAMIENTO

El predimensionamiento consiste en plantear dimensiones tentativas para los distintos elementos estructurales en base a los criterios planteados en el capítulo de estructuración y los recomendados por el ingeniero Antonio Blanco en su libro “Diseño de edificaciones de concreto armado”.

3.1 Predimensionamiento

3.1.1 Predimensionamiento de losas

El criterio, para la elección del peralte de la losa aligerada, como se muestra en la tabla 3.1, depende, en una parte, del análisis de las luces más cortas de los paños. Por otra parte, en base al uso que tendrá la estructura, este peralte puede variar, ya que, para sobrecargas considerablemente mayores al orden de 300 y 350 kg/m², se recomienda recurrir a espesores más elevados.

Tabla 3.1 Peraltes de losa aligerados recomendados en función a la longitud de la luz

Peralte	Altura del ladrillo	Luz (m)
h = 17 cm	12 cm	L < 4m
h = 20 cm	15 cm	4m < L < 5.5m
h = 25 cm	20 cm	5m < L < 6.5m
h = 30 cm	25 cm	6m < L < 7.5m

Para el proyecto analizado, la luz mayor (en el sentido más corto) es de 3.75 m ($L < 4m$) y el uso corresponde a una sobrecarga menor a 350 kg/m², por lo que no estaría mal escoger un espesor de 17 cm de losa, pero, buscando un mejor comportamiento acústico y un adecuado alojamiento de tuberías, se opta por un espesor de 20 cm de losa aligerada.

Con respecto a la losa armada perteneciente a la zona de mayor estrangulamiento (Zona achurada de la Figura 2.1), el espesor, al igual que en la losa aligerada, se determina a

partir de la longitud de la luz, como se muestra en la tabla 3.2. De esta manera, teniendo una luz de 2 metros, correspondería un espesor de losa en el orden de los 12 o 13 centímetros. Sin embargo, dado que la mayor parte del techo tiene un espesor de 20 centímetros y realizar el encofrado para dos alturas de techos diferentes es una complicación extra el momento de construir, se opta por uniformizar y escoger el espesor de 20 centímetros.

Tabla 3.2 Espesores de losa maciza recomendados en función a la longitud de la luz

h (espesor)	Luz (m)
h = 12 o 13 cm	L < 4m
h = 15 cm	L < 5.5m
h = 20 cm	L < 6.5m
h = 25 cm	L < 7.5m

3.1.2 Predimensionamiento de vigas

El dimensionamiento de las vigas depende fundamentalmente de la luz libre. El peralte debe encontrarse en el rango de L/10 a L/12 y el ancho, que, para la resistencia del elemento no aporta significativamente, debe representar una fracción del peralte que oscile entre 0.3 y 0.5 del valor escogido. Es preciso aclarar que, el ancho de la viga no debe ser menor a 0.25 metros, ya que se busca que el elemento funcione sísmicamente. En lo que respecta al proyecto, en la dirección X, se tiene una luz libre máxima de 4.88 metros y, en la dirección Y, se tienen una luz libre máxima de 4.75 metros. Entonces, de acuerdo al criterio tratado, los peraltes de las vigas en X e Y fueron los siguientes:

$$Peralte X1 = \frac{4.88}{12} = 0.407 \approx 0.40 \text{ metros}$$

$$Peralte Y1 = \frac{4.75}{12} = 0.395 \approx 0.40 \text{ metros}$$

Luego, con estos resultados, se obtuvieron los anchos de respectivos, multiplicando por 0.5 al valor del peralte. Sin embargo, al no cumplir con el ancho mínimo de 0.25 metros, las secciones finales de las vigas de los tramos largos, en ambos sentidos, fueron, en X,

0.40 metros de peralte por 0.25 metros de ancho y, en Y, 0.40 metros de peralte y 0.25 metros de ancho.

Ahora, en busca de la uniformización, se colocan las vigas mencionadas para todos los elementos, exceptuando los que presenten luces muy cortas. En ese sentido, para tramos cortos que sostengan tabiques en losas, se emplean vigas chatas del espesor de la losa y ancho igual al mínimo (25 centímetros). A continuación, en la tabla 3.3, se muestran las dimensiones de todas las vigas definidas para el proyecto.

Tabla 3.3 Resumen de predimensionamiento de vigas

VIGAS	DIMENSIONES
VP	0.25m x 0.40m
VCH	0.25m x 0.20m

3.1.3 Predimensionamiento de columnas

El predimensionamiento de columnas depende fundamentalmente del análisis de las cargas axiales y momentos flectores que reciben estos elementos. Es necesario determinar cuál es el más significativo o el más influyente para el mismo y, a su vez, considerar el efecto simultáneo que estas tendrán. Entonces, en base a las recomendaciones del ingeniero Antonio Blanco en su libro “Diseño de edificaciones de concreto armado”, se dimensiona considerando una carga axial en servicio de $0.45 f'c$, como se muestra en la ecuación 3-1:

$$\text{Área de la columna} = \frac{P(\text{servicio})}{0.45 x f'c} \quad (3-1)$$

Con el criterio planteado, se procede a determinar las posibles dimensiones de las columnas, con un valor asumido de carga en servicio. Es así que, para todas las columnas a analizar, se ocupa una carga promedio de 1 tonelada por metro cuadrado. Por ejemplo, para la columna ubicada entre los ejes D y 8 (C-02), este valor se multiplica por el área tributaria, obteniendo la carga de ese piso en servicio, como

muestra la ecuación 3-2. A medida que se desciende de nivel, los valores se van sumando, de tal manera que, se obtengan las cargas acumuladas por piso. Luego, aplicando la ecuación 3-1, se obtienen las áreas mínimas respectivas para cada piso. Con este dato, se procede a proponer valores que se satisfagan el área mínima. A continuación, en la tabla 3.4, se muestran los resultados, de los pasos seguidos, para hallar las dimensiones de dicha columna.

$$P(\text{servicio}) = \text{Área tributaria} \times \text{Carga asumida} \quad (3-2)$$

Tabla 3.4 Predimensionamiento de la columna ubicada entre los ejes D y 8 (C-02)

Piso	Área tributaria (m ²)	Carga acumulada (ton)	Área mínima (cm ²)	Dimensión	Area utilizada (cm ²)
6	9.98	9.98	105.61	25 x 50	1250
5	9.98	19.96	211.22	25 x 50	1250
4	9.98	29.94	316.83	25 x 50	1250
3	9.98	39.92	422.43	25 x 50	1250
2	9.98	49.90	528.04	25 x 50	1250
1	9.98	59.88	633.65	25 x 50	1250

Este mismo procedimiento se realizó para determinar las dimensiones de la columna C-01 restante. En las tablas 3.5, y 3.6 se muestran algunas áreas mínimas representativas y las columnas propuestas (C-01 y C-02) para dichas cargas. Es preciso aclarar que, se consideraron solo dos tipos de columnas, ya que se busca, al igual que en las vigas, la uniformización de los elementos. Asimismo, a pesar de que se necesita menos área de acuerdo a los resultados de las tablas, se escogen secciones más grandes dada la intención de rigidizar la estructura y de cumplir con los criterios de columna fuerte – viga débil. En otras palabras, se trató de aportar mayor resistencia a los 2 sentidos ortogonales proporcionando mayor rigidez a las columnas respecto de las vigas previamente establecidas.

Tabla 3.5 Predimensionamiento de la columna ubicada entre los ejes A y 2 (C-01)

Piso	Área tributaria (m ²)	Carga acumulada (ton)	Área mínima (cm ²)	Dimensión	Area utilizada (cm ²)
6	7.09	7.09	75.03	25 x 40	1000
5	7.09	14.18	150.05	25 x 40	1000
4	7.09	21.27	225.08	25 x 40	1000
3	7.09	28.36	300.11	25 x 40	1000
2	7.09	35.45	375.13	25 x 40	1000
1	7.09	42.54	450.16	25 x 40	1000

Tabla 3.6 Predimensionamiento de la columna ubicada entre los ejes 7 y D (C-02)

Piso	Área tributaria (m ²)	Carga acumulada (ton)	Área mínima (cm ²)	Dimensión	Area utilizada (cm ²)
6	13.16	13.16	139.26	25 X 50	1250
5	13.16	26.32	278.52	25 X 50	1250
4	13.16	39.48	417.78	25 X 50	1250
3	13.16	52.64	557.04	25 X 50	1250
2	13.16	65.80	696.30	25 X 50	1250
1	13.16	78.96	835.56	25 X 50	1250

3.1.4 Predimensionamiento de placas

La determinación del espesor y longitud de las placas o muros de corte viene regida por las solicitaciones y requerimientos sísmicos de la estructura, dado que su objetivo principal es absorber las fuerzas laterales que recibe el edificio. Asimismo, se debe buscar obtener una edificación regular y simétrica, para tener una mayor seguridad estructural y un mejor comportamiento ante sismos.

En ese sentido, se ha optado por iterar configuraciones de muros de corte hasta lograr el cumplimiento estipulado buscando no exceder los costos del proyecto.

La configuración final del dimensionamiento de placas del proyecto consta de una placa tipo “U” en todo el perímetro del ascensor, dejando libre el lado correspondiente a la puerta de ingreso; placas tipo “L” en todas las esquinas de la edificación (PL03 – PL05) y; placas longitudinales en las direcciones “X” e “Y” (PL-01 y PL-02) para una mayor resistencia y mejor control de derivas.

CAPÍTULO IV: ANÁLISIS DE CARGAS VERTICALES

El presente capítulo detalla el análisis de cargas verticales realizado para cada uno de los diferentes elementos estructurales presentes en el proyecto, detallando los tipos de análisis y sus procedimientos en cada caso.

4.1 Generalidades

En lo que respecta al análisis de cargas de gravedad, se busca garantizar la adecuada capacidad y transferencia de fuerzas de los elementos estructurales que conforman la edificación. Estas cargas se dividen en dos fundamentales: carga muerta y carga viva.

La carga muerta representa al conjunto de fuerzas verticales que se disponen como permanentes en la edificación. Aquí se encuentra el peso propio de la estructura, el cual considera a todos los elementos estructurales que la conforman (losas, vigas, columnas y placas); los dispositivos de servicio, tabiques y otros elementos que no tienen como fin cambiarse o moverse.

La carga viva, por su parte, representa al conjunto de fuerzas verticales que se disponen como variables en la edificación. Aquí se encuentran los habitantes u ocupantes, muebles, pesos de equipos y otros elementos que tienen la capacidad de ser móviles.

Los pesos unitarios o distribuidos de los materiales a utilizar, de acuerdo a la Norma de Cargas E.020, se muestran en la tabla 4.1.

Tabla 4.1 Pesos unitarios o distribuidos de los materiales

CARGA MUERTA	
Material	Peso unitario o distribuido
Concreto armado	2.4 ton/m ³
Losa aligerada de 20 cm de espesor	0.3 ton/m ²
Piso terminado	0.1 ton/m ²
Unidades de arcilla cocida sólidas	1.8 ton/m ³

De la misma forma, se muestran, en la tabla 4.2, de acuerdo a la Norma de Cargas E.020, las sobrecargas empleadas en base a la ocupación y uso de la edificación que, para este caso, es una vivienda multifamiliar.

Tabla 4.2 Sobrecargas respecto de la ocupación o uso

CARGA VIVA	
Ocupación o uso	Sobrecarga
Vivienda	0.2 ton/m ²
Corredores y escaleras	0.2 ton/m ²
azotea	0.1 ton/m ²

4.2 Análisis de losas y vigas

4.2.1 Losa aligerada

La losa aligerada funcionará en una sola dirección, por lo que, se modelará como un elemento unidimensional. Consta de viguetas convencionales, la cuales poseen un ancho tributario y separación de 40 centímetros. Los pesos serán repartidos por metro lineal a lo largo del desarrollo de las viguetas y, dado que las vigas no le restringen el giro, estas se comportarán como apoyos simples. Además, ya que se tiene una distribución desigual de tabiques, el análisis se realizará para la franja o vigueta (en esa dirección) más esforzada. A continuación, en las figuras 4.1 y 4.2, se muestra, a modo de ejemplo, la vigueta típica más cargada en los planos de estructuras y de arquitectura respectivamente.

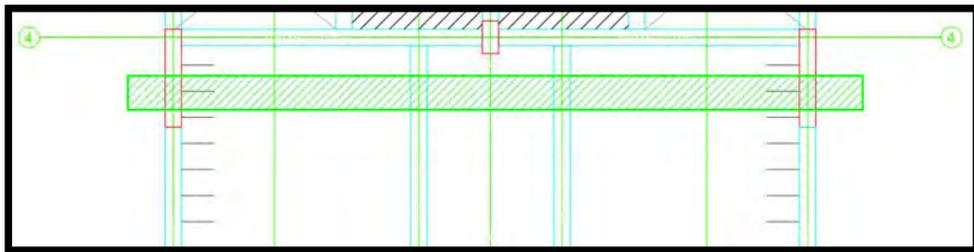


Figura 4.1 Vigueta más cargada (plano de estructuras)

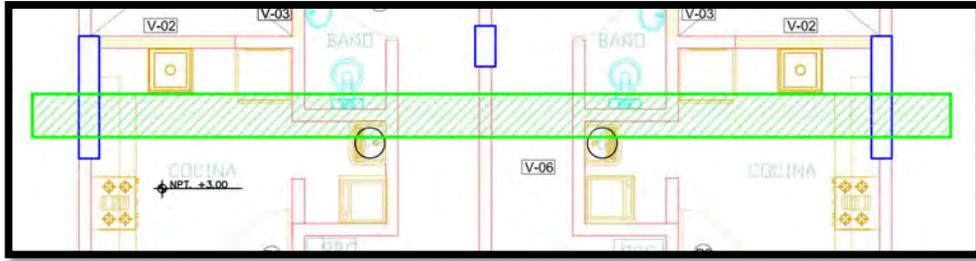


Figura 4.2 Vigüeta más cargada (plano de arquitectura)

Como se puede observar en la Figura 4.2, se tiene la presencia de 1 tabique central y 2 distribuidos en parte del recorrido de la vigüeta. El primero será representado como una carga puntual y, los segundos, como una carga distribuida en cada caso. Estos elementos tienen un espesor de 15 centímetros, una altura de 2.5 metros y un peso unitario de 1.8 toneladas por metro cúbico, Asimismo, se encuentran presentes las cargas correspondientes al peso de la vigüeta (peso propio), piso terminado y sobrecarga, los cuales serán representados como cargas distribuidas a lo largo de la misma. En las tablas 4.3 y 4.4, se observan respectivamente los metrados de cargas muertas y vivas, que serán posteriormente utilizados para el análisis en el modelo idealizado. En la figura 4.3, se observa este modelo con las respectivas cargas aplicadas a losa.

Tabla 4.3 Metrado de cargas muertas de la losa aligerada

CARGA MUERTA	DISTRIBUIDA 1		
	PESO PROPIO	0.3 ton/m ² x 0.4 m	0.120 ton/m
	PISO TERMINADO	0.1 ton/m ² x 0.4 m	0.040 ton/m
	CM TOTAL		0.160 ton/m
	DISTRIBUIDA 2		
	PESO PROPIO	0.3 ton/m ² x 0.4 m	0.120 ton/m
	PISO TERMINADO	0.1 ton/m ² x 0.4 m	0.040 ton/m
	TABIQUE	1.80 ton/m x 0.15 m x 2.5 m	0.675 ton/m
	CM TOTAL		0.835 ton/m
	PUNTUAL		
	TABIQUE (e = 0.15 m y alto = 2.5 m)	1.80 ton/m x 0.15 m x 2.5 m x 0.4m	0.270 ton
CM TOTAL (puntual)		0.270 ton	

Tabla 4.4 Metrado de cargas vivas de la losa aligerada

CARGA VIVA	DISTRIBUIDA		
	SOBRECARGA	0.2 ton/m ² x 0.4 m	0.080 ton/m
	CV TOTAL		0.080 ton/m

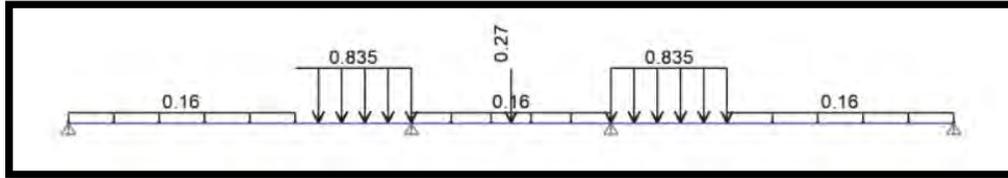


Figura 4.3 Modelo idealizado de la vigueta más cargada con cargas muertas

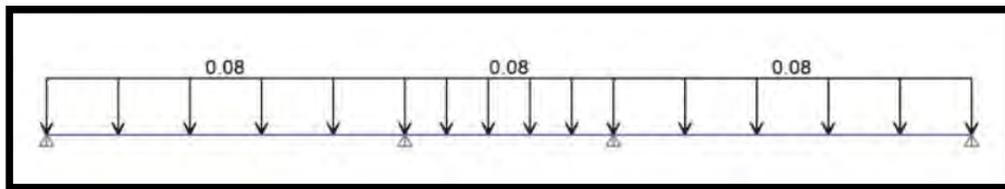


Figura 4.4 Modelo idealizado de la vigueta más cargada con cargas vivas

4.2.2 Losa maciza

La losa maciza se analiza por elementos finitos mediante el programa ETABS (Figura 4.5). Este procedimiento permite obtener valores más exactos respecto de las zonas más esforzadas de cada paño. Básicamente se divide toda la malla en pequeños cuadrados con valores independientes, que en conjunto muestran que tanto aguantaría la losa maciza ante las cargas planteadas.

Para realizar este procedimiento, se definen, crean y dibujan las viguetas aledañas a las losas macizas. Asimismo, se crea la losa maciza tipo SHELL, la cual es modelada como una malla delgada (SHELL-THIN) por su espesor. Dibujados los elementos, se divide el paño en secciones cuadradas iguales con apoyos simples en todo el perímetro que tenga contacto con las vigas. Finalmente se cargan las losas con los valores mostrados en las tablas 4.5 y 4.6, se corre el programa y se obtienen las fuerzas y momentos flectores actuantes.

Tabla 4.5 Metrado de cargas muertas de la losa maciza

CARGA MUERTA	DISTRIBUIDA		
	PESO PROPIO	2.4 ton/m ³ x 0.2 m	0.480 ton/m ²
	PISO TERMINADO	0.1 ton/m ²	0.100 ton/m ²
	CM TOTAL		0.580 ton/m²

Tabla 4.6 Metrado de cargas vivas de la losa maciza

CARGA VIVA	DISTRIBUIDA		
	SOBRECARGA	0.2 ton/m ²	0.200 ton/m ²
	CV TOTAL		0.200 ton/m²

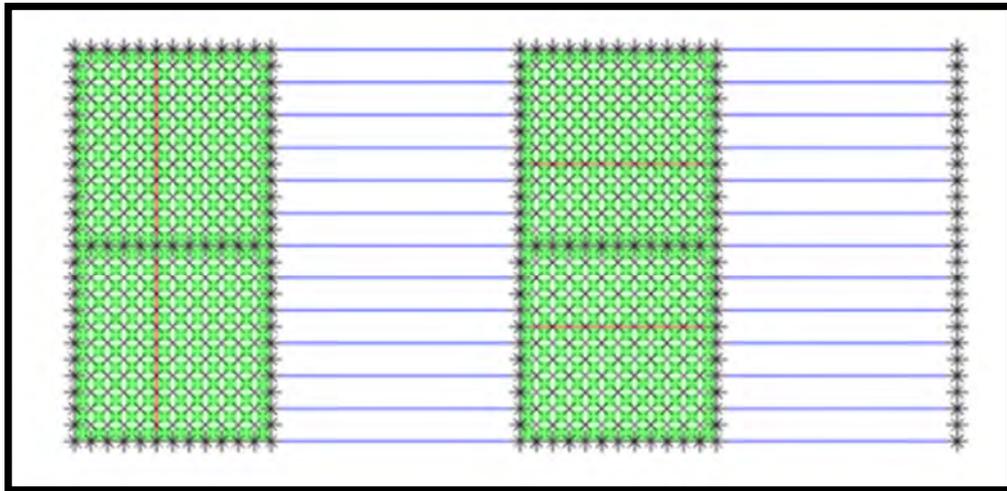


Figura 4.5 Análisis por elementos finitos de la losa maciza

4.2.3 Vigas

El análisis de cargas para las vigas resulta similar al de las viguetas. Este también comprende los valores de peso propio, piso terminado, tabiques y sobrecarga. No obstante, este también suele cargar losas y otras vigas. Por ello, se deben considerar, si fuera el caso, estas otras cargas en su análisis como se muestra en el ejemplo de la viga V-07 mostrado a continuación.

Tabla 4.7 Metrado de cargas muertas de la viga V-07

CARGA MUERTA	DISTRIBUCION TRIANGULAR 1		
	Distancia máxima = 1.000m		
	PISO TERMINADO	0.1 ton/m ² x 1m x 2	0.20 ton/m
	LOSA MACIZA	1m x 0.2m x 2.4ton/m ³ x 2	0.96 ton/m
	CM TOTAL		1.160 ton/m
	DISTRIBUIDA 1		
	PESO PROPIO	0.25m x 0.40m x 2.4ton/m ³	0.240 ton/m
	PISO TERMINADO	0.1 ton/m ² x (0.25 - 0.15)m	0.010 ton/m
	TABIQUE	1.80 ton/m x 0.15m x 2.3 m	0.621 ton/m
	CM TOTAL		0.871 ton/m
	DISTRIBUCION TRIANGULAR 2		
	Distancia máxima = 1.074m		
	PISO TERMINADO	0.1 ton/m ² x 1.074m x 2	0.215 ton/m
	LOSA MACIZA	1.07m x 0.2m x 2.4ton/m ³ x 2	1.027 ton/m
	CM TOTAL		1.242 ton/m
	DISTRIBUIDA 2		
Distancia máxima = 1.538m			
PISO TERMINADO	0.1 ton/m ² x 1.538m x 2	0.308 ton/m	
LOSA ALIGERADA	1.538m x 0.3ton/m ² x 2	0.923 ton/m	
CM TOTAL		1.231 ton/m	

Tabla 4.8 Metrado de cargas vivas de la viga V-07

CARGA VIVA	DISTRIBUCION TRIANGULAR 1		
	Distancia máxima = 1.000m		
	SOBRECARGA	0.2ton/m ² x 1m x 2	0.400 ton/m
	CV TOTAL		0.400 ton/m
	DISTRIBUIDA 1		
	SOBRECARGA	0.2ton/m ² x (0.25-0.15)	0.020 ton/m
	CV TOTAL		0.020 ton/m
	DISTRIBUCION TRIANGULAR 1		
	Distancia máxima = 1.074m		
	SOBRECARGA	0.2ton/m ² x 1.074m x 2	0.430 ton/m
	CV TOTAL		0.430 ton/m
	DISTRIBUIDA 2		
	Distancia máxima = 1.538m		
	SOBRECARGA	0.2ton/m ² x 1.538m x 2	0.615 ton/m
CV TOTAL		0.615 ton/m	

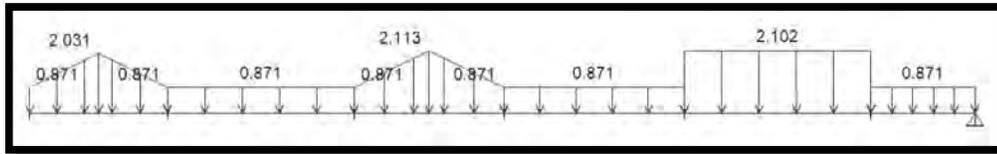


Figura 4.6 Modelo idealizado de viga V-07 con cargas muertas

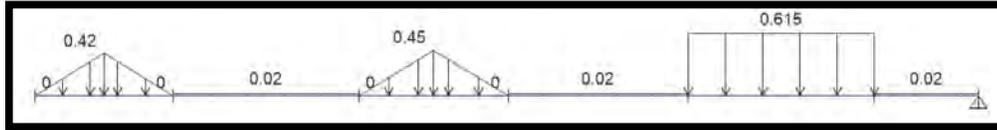


Figura 4.7 Modelo idealizado de viga V-07 con cargas vivas

4.3 Análisis tridimensional

El modelo tridimensional se realiza en el programa ETABS debido a su facilidad en cuanto al manejo y a su representación de todos los elementos estructurales. Las columnas y vigas se modelaron como elementos unidireccionales (Tipo FRAME), mientras que, los muros de corte (placas), se modelaron como elementos bidireccionales (Tipo WALL). Las losas aligeradas y armadas, se modelaron como elementos sin peso, cargados en toda su área, dispuestos a distribuir sus fuerzas en las vigas aledañas (Tipo SLAB: MEMBRANA). Finalmente, el modelado será utilizado para realizar el análisis sísmico y determinar las cargas que recaen sobre los diferentes elementos estructurales, ya que el diseño en concreto armado será realizado mediante el uso de hojas de cálculo.

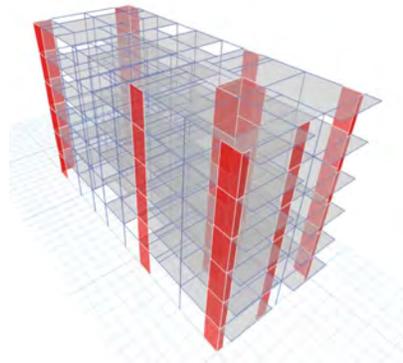


Figura 4.8 Modelo 3D de la edificación en análisis

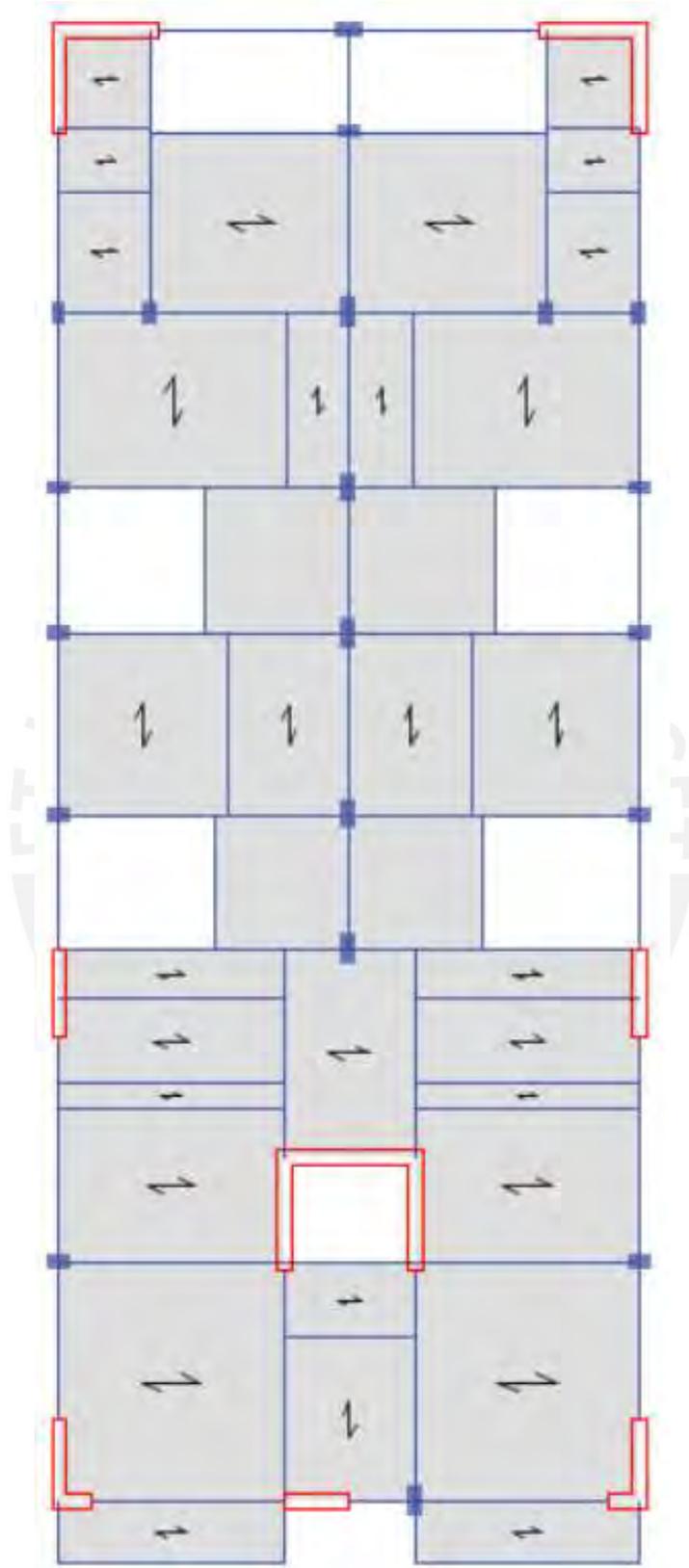


Figura 4.9 Vista en planta de los techos de los pisos 1-5

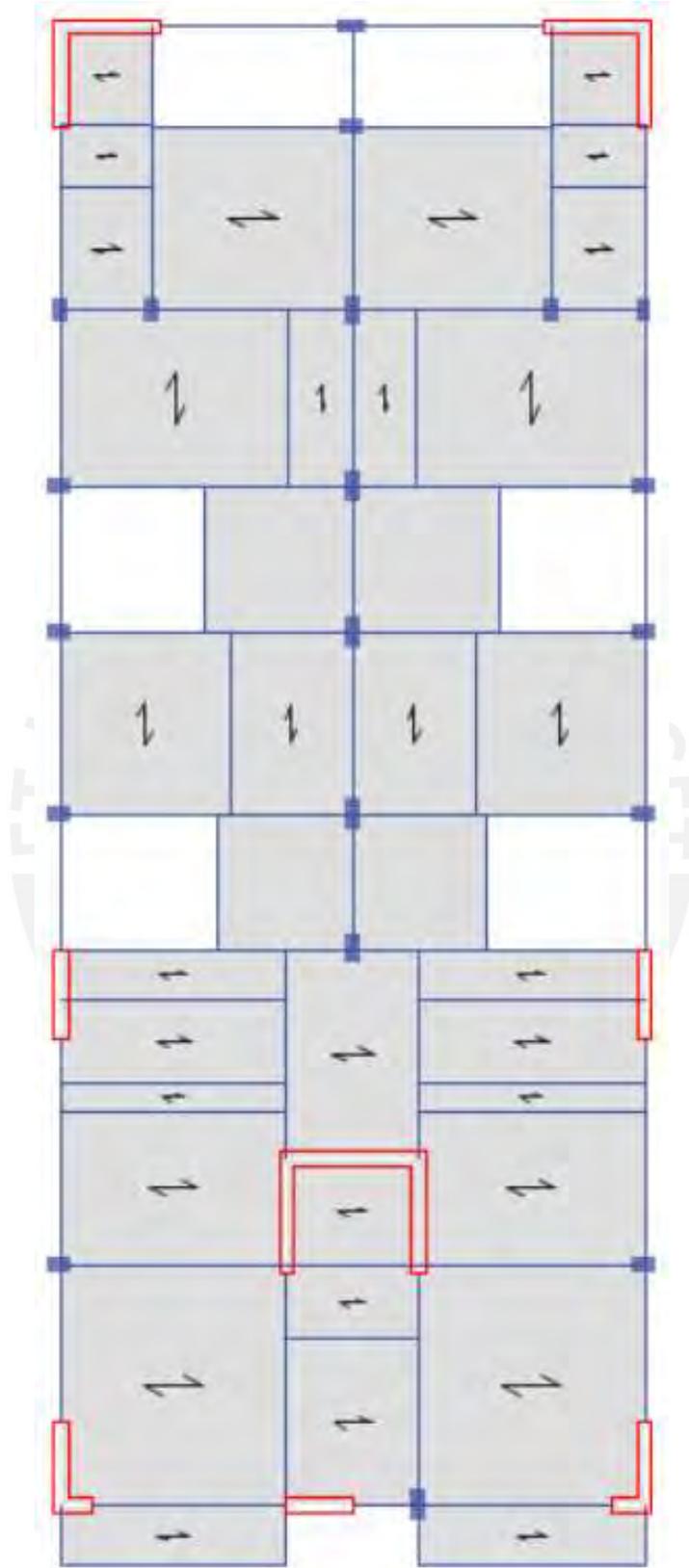


Figura 4.10 Vista en planta de del techo del piso 6

4.4 Análisis de escaleras

Se tiene planteada en la edificación una única escalera central que conecta los dos departamentos por piso previstos. Ella consta de dos diseños (piso 1 a 2 y piso típico), los cuales constan de dos tramos y un descanso intermedio para el traslado de un piso a otro. La luz mayor es de 3.20 metros, por lo que utilizando el criterio de predimensionamiento igual a $L_n/30$, el espesor de garganta escogido es de 15 centímetros. Asimismo, el paso (P) es de 25 centímetros y el contrapaso (Cp) de 18 centímetros.

Dados los datos de las partes de la escalera analizada, se procede con la determinación del peso propio por un metro de ancho de la misma, con la ecuación 4-1.

$$W_{pp} = \gamma x \left(\frac{cp}{2} + t x \sqrt{1 + \left(\frac{cp}{p}\right)^2} \right) \quad (4-1)$$

$$W_{pp} = \gamma x \left(\frac{cp}{2} + t x \sqrt{1 + \left(\frac{cp}{p}\right)^2} \right) = 0.024 x \left(\frac{18}{2} + 15 x \sqrt{1 + \left(\frac{18}{25}\right)^2} \right) = 0.66 \text{ ton/m}$$

Tabla 4.9 Metrado de cargas de escalera

TRAMO DE ESCALERA			
CARGA MUERTA	DISTRIBUIDA		
	PESO PROPIO	0.660 ton/m	0.660 ton/m
	PISO TERMINADO	0.100 ton/m	0.100 ton/m
	CM TOTAL		0.760 ton/m
CARGA VIVA	DISTRIBUIDA		
	SOBRECARGA	0.200 ton/m ² x 1m	0.200 ton/m
	CV TOTAL		0.200 ton/m
TRAMO DE DESCANSO			
CARGA MUERTA	DISTRIBUIDA		
	PESO PROPIO	2.4 ton/m ² x 0.15 m	0.360 ton/m
	PISO TERMINADO	0.10 ton/m ² x 1m	0.100 ton/m
	CM TOTAL		0.460 ton/m
CARGA VIVA	DISTRIBUIDA		
	SOBRECARGA	0.200 ton/m ² x 1m	0.200 ton/m
	CV TOTAL		0.200 ton/m

CAPÍTULO V: ANÁLISIS SÍSMICO

Es muy importante, dadas las condiciones del Perú, realizar el análisis sísmico de las estructuras. Estas nos permiten determinar o estimar las fuerzas y momentos generados durante los movimientos telúricos. Estas fuerzas laterales serán controladas por los elementos estructurales, de los cuales, los muros de corte son los que se llevarán la mayor parte de estas. En un escenario ideal, lo más importante sería aportar de mucha rigidez lateral a la edificación, de tal forma que, ante cualquier evento sísmico, la edificación no se vea afectada. Sin embargo, dada la poca probabilidad de ocurrencia de sismos grandes y el costo de otorgar tanta resistencia (más acero y concreto), se diseña en base a la importancia de las edificaciones y a sus estadios en cuanto al deterioro se refiere. En otras palabras, se busca resguardar la vida ante todos los escenarios y mantener funcionales las edificaciones fundamentales (hospitales, colegios).

Es preciso aclarar que todo el análisis es realizado considerando que la edificación se encuentra en el estado elástico. Asimismo, las losas de todos los pisos son diafragmas rígidos, con 3 grados de libertad dinámicos (traslacional en el eje “X”, traslacional en el eje “Y” y rotacional en “Z”), que distribuyen las fuerzas hacia los elementos estructurales de acuerdo a su rigidez.

5.1 Parámetros de análisis sísmico

Para generar el espectro de diseño, es necesario determinar los parámetros de la estructura. Estos dependen de la edificación y de su entorno. A continuación, se establece cada una de ellas.

5.1.1 Zonificación

Dado que el proyecto se llevará a cabo en la ciudad de Cajamarca, se trabaja en la zona 3 con factor igual a 0.35g. Este último valor representa la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años.

➤ $Z = 0.35g$

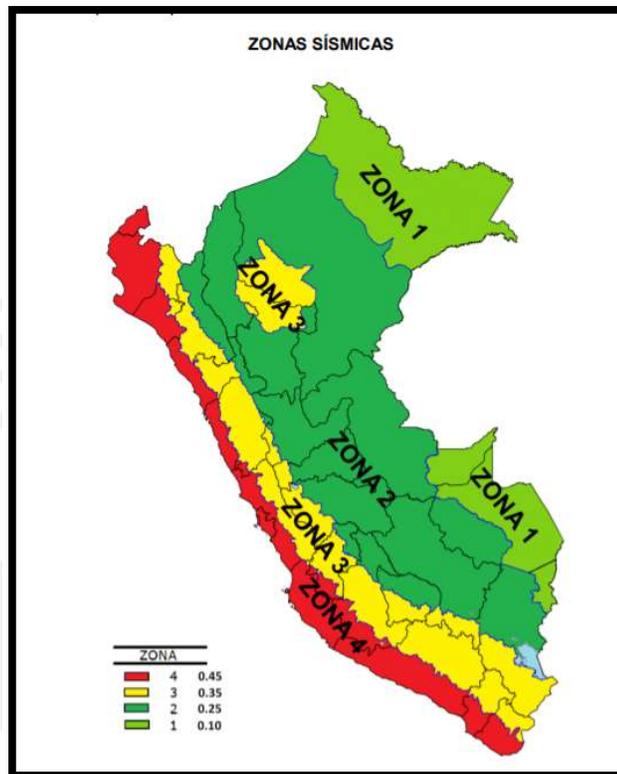


Figura 5.1 Factor de zonificación en el Perú
Fuente: Norma Técnica E.030 "Diseño Sismorresistente"

5.1.2 Parámetros de sitio

Los parámetros de sitio dependen del factor de suelo (3) y de la zona (3). Los resultados se obtienen de las tablas 5.1 y 5.2 mostradas a continuación:

- $S = 1.20$
- $TP = 1.00$
- $TL = 1.60$

Tabla 5.1 Tabla para determinar Factor de suelo “S”
 Fuente: Norma Técnica E.030 “Diseño Sismorresistente”

FACTOR DE SUELO "S"				
ZONA SUELO	S₀	S₁	S₂	S₃
Z₄	0.80	1.00	1.05	1.10
Z₃	0.80	1.00	1.15	1.20
Z₂	0.80	1.00	1.20	1.40
Z₁	0.80	1.00	1.60	2.00

Tabla 5.2 Tabla para determinar los periodos “Tp” y “Tl”
 Fuente: Norma Técnica E.030 “Diseño Sismorresistente”

PERIODOS "Tp" Y "Tl"				
	Perfil de suelo			
	S₀	S₁	S₂	S₃
T_p	0.30	0.40	0.60	1.00
T_L	3.00	2.50	2.00	1.60

5.1.3 Categoría del edificio

El edificio será destinado para un uso multifamiliar, por lo que su categoría entraría como vivienda común.

➤ U = 1 (edificios comunes)

5.1.4 Factor de amplificación sísmica

El factor variable “C” depende del periodo de la edificación, así como de los periodos “Tp” y “Tl” obtenidos anteriormente. Este resume las respuestas de muchas estructuras

ante un tipo de movimiento telúrico. Además, ayuda a generar el espectro de aceleraciones con límite en la aceleración máxima que le llega a la base. De acuerdo a la norma E.030, se tienen 3 fórmulas que determinan el valor de “C” en función al periodo.

$$T_p < T_p \rightarrow C = 2.5 \quad (5-1)$$

$$T_p < T < T_l \rightarrow C = 2.5 \times \left(\frac{T_p}{T}\right) \quad (5-2)$$

$$T < T_l \rightarrow C = 2.5 \times \left(\frac{T_p \times T_l}{T^2}\right) \quad (5-3)$$

5.1.5 Irregularidad en altura ($I_a = 1$)

- Piso blando o piso débil:

Este tipo de irregularidad se suele dar debido a cambios de altura de un entrepiso respecto de los otros (altura del primer piso muy diferente al resto de pisos, por ejemplo) o, también, cuando se tiene mayor densidad de muros o placas en un nivel respecto a los otros. Ahora, debido a que tenemos alturas iguales de entrepiso y elementos estructurales típicos en todos los niveles, se afirma que no se tiene este tipo de irregularidad.

- Masa:

Dado que todos los pisos tienen un peso muy similar, la masa se mantendrá entre los pisos, por lo que no se tiene irregularidad de masa.

- Geometría y discontinuidad:

Todos los elementos son continuos en todos los pisos y no cambian en todo su desarrollo, por lo que no se tendrá irregularidad por geometría y discontinuidad.

5.1.6 Irregularidad en planta ($I_p = 1$)

- Esquina entrante:

No se tienen esquinas entrantes en la estructura, entonces esta irregularidad no puede darse.

- Diafragma:

La norma específica que, para ser irregularidad por diafragma, el área de ductos o vacíos debe conformar más del 50% del área bruta del diafragma. De esta manera, queda descartada esta primera condición, ya que los vacíos representan menos del 12 % aproximadamente del área total.

➤ Área ductos = 30.79 m²

➤ Área total = 257.25 m²

La segunda condición establece que la sección transversal más pequeña debe ser menor del 25 % respecto de la más grande para considerarse irregularidad. Ahora, el ancho más largo es de 10 metros y el más delgado es de 3.6 metros, el cual representa el 36%. Entonces, tampoco habría irregularidad en esta condición.

- Sistemas no paralelos:

Este tipo de irregularidad no está presente en la estructura, ya que todos los pórticos y muros son paralelos y perpendiculares entre sí.

- Torsión:

Dado que no existen concentraciones de rigidez excesivas, se presume que no hay irregularidad torsional. En este sentido se debe cumplir que el máximo desplazamiento relativo de un entrepiso debe ser mayor a 1.3 veces el promedio de los adyacentes. Asimismo, este no debe superar por 1.5 veces el promedio de los mismos, ya que se tendría irregularidad torsional extrema, la cual no está permitida. Esta asunción se corrobora en las páginas siguientes con los resultados adquiridos del programa.

5.1.7 Coeficiente de reducción sísmica

Dada la cantidad de placas que posee la estructura, esta puede entenderse como un sistema de muros. Esta asunción será verificada, más adelante, con el porcentaje de corte (>70%) que se llevan las placas en la base respecto de lo que recibe la estructura.

➤ $R_o = 6$

$$R = R_o \times I_a \times I_p = 6 \times 1.0 \times 1.0 = 6.00$$

Finalmente, los parámetros sísmicos para el análisis se encuentran detallados en la tabla 5.3.

Tabla 5.3 Parámetros sísmicos

PARAMETROS SISMICOS	
Z	0.35
U	1.00
S	1.20
TP	1.00
TL	1.60
R	6.00
ESTRUCTURA	REGULAR

5.2 Espectro de diseño

La generación del espectro de diseño se realizará a partir de las ecuaciones 5-1, 5-2 y 5-3 para los respectivos periodos, mientras que los valores de la aceleración espectral estarán dados por la ecuación 5-4.

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} g \quad (5-4)$$

A continuación, se muestra la gráfica del periodo versus la aceleración espectral.

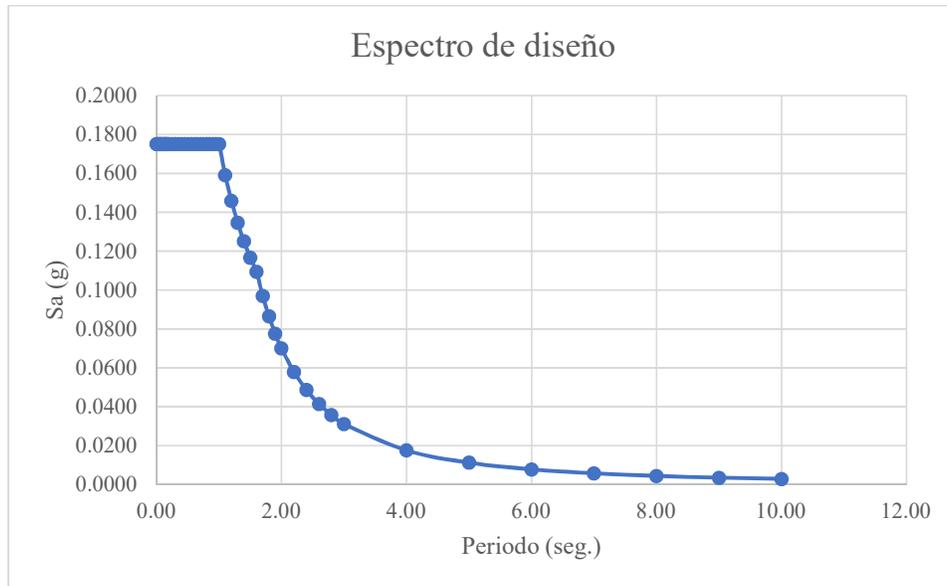


Figura 5.2 Espectro de diseño

5.3 Corroboración de parámetros sísmicos

En el acápite de parámetros sísmicos, fueron realizadas muchas asunciones respecto a la edificación. En esta sección se mostrarán los resultados que comprueban estas afirmaciones iniciales planteadas.

- Cortante en la base:

Se obtienen, del programa, las cortantes que toman la base y los muros, en los sentidos “X” e “Y”, debido al sismo. Luego, se realiza una división simple entre el valor de cortante que toman la edificación y los muros de corte, para obtener el porcentaje que toman los muros respecto de lo que recibe la edificación como se muestra en la tabla 5.4. Como se puede notar, los valores resultan mayores al 70%, lo cual implica una asunción inicial correcta (sistema de muros estructurales).

Tabla 5.4 Porcentajes del corte en la base que toman los muros de corte

DIRECCION DE SISMO	Cortante en la base de la Estructura (ton)	Cortante que toman los muros de corte (ton)	Porcentaje que toman los muros de corte
SISXX	207.54	192.03	92.53%
SISYY	206.99	189.02	91.32%

- Irregularidad torsional:

La verificación se realiza comparando el desplazamiento de un entrepiso respecto del promedio de los adyacentes al mismo. En la Figura 5.3, se puede apreciar mejor el detalle de las derivas en cada piso y, en las ecuaciones 5-5 y 5-6, los límites para considerar irregularidad por torsión e irregularidad por torsión extrema.

$$\frac{D_{max}}{D_{prom} = (D_{max} + D_{min})/2} > 1.3 \rightarrow IRREG.TORSIONAL \quad (5-5)$$

$$\frac{D_{max}}{D_{prom} = (D_{max} + D_{min})/2} > 1.5 \rightarrow IRREG.TORSIONAL EXTREMA \quad (5-6)$$

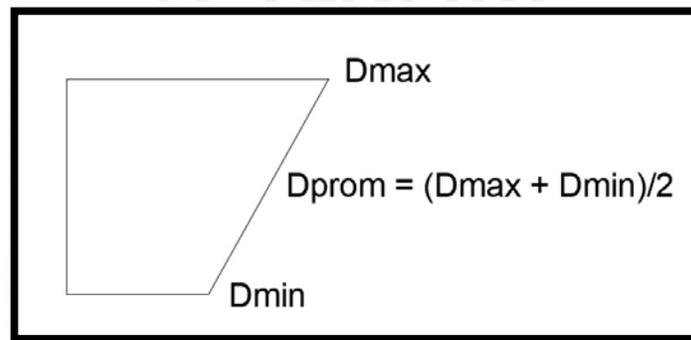


Figura 5.3 Calculo de deriva promedio

Con ayuda del programa ETABS, se han logrado obtener los respectivos valores para considerar si se tiene o no irregularidad torsional. En la Tabla 5.5 y 5.6 se observan los resultados obtenidos, los cuales no superan el mínimo de 1.3 para considerar irregularidad torsional, lo cual supone una asunción inicial correcta.

Tabla 5.5 Verificación de irregularidad torsional en X

Piso	Dirección	Deriva máxima	Deriva promedio	Ratio
T6	X	0.0159	0.0157	1.01
T5	X	0.0171	0.0171	1.00
T4	X	0.0176	0.0175	1.00
T3	X	0.0166	0.0164	1.01
T2	X	0.0136	0.0131	1.03
T1	X	0.0064	0.0061	1.06

Tabla 5.6 Verificación de irregularidad torsional en Y

Piso	Dirección	Deriva máxima	Deriva promedio	Ratio
T6	Y	0.0136	0.0136	1.00
T5	Y	0.0149	0.0149	1.00
T4	Y	0.0157	0.0157	1.00
T3	Y	0.0150	0.0150	1.00
T2	Y	0.0119	0.0119	1.00
T1	Y	0.0052	0.0052	1.00

5.4 Análisis Dinámico

Se ejecuta mediante un análisis modal, el cual ayuda a comprender el comportamiento de la estructura ante los sismos basándose en la rigidez y la masa de los edificios. Básicamente se genera un espectro, en el rango elástico, de pseudo-aceleraciones que represente las solicitaciones sísmicas establecidas. Las respuestas del modelo son combinadas mediante el método CQC (Combinación cuadrática completa). Dado de que son 6 pisos y se tienen 3 grados de libertad dinámicos por piso, se tienen 18 grados de libertad dinámicos totales, lo cual representa 18 modos de vibración para este edificio. A continuación, en la Tabla 5.7, se muestran los modos de vibración y sus respectivos periodos y masas participativas.

Tabla 5.7 Análisis modal

Caso	Modo	Periodo	UX	UY	RZ
Modal	1	0.55	0.71	0.00	0.00
Modal	2	0.52	0.00	0.71	0.00
Modal	3	0.42	0.00	0.00	0.71
Modal	4	0.13	0.18	0.00	0.00
Modal	5	0.13	0.00	0.17	0.00
Modal	6	0.10	0.00	0.00	0.17
Modal	7	0.06	0.06	0.00	0.00
Modal	8	0.05	0.00	0.06	0.00
Modal	9	0.04	0.00	0.00	0.06
Modal	10	0.04	0.02	0.00	0.00
Modal	11	0.03	0.00	0.03	0.00

Modal	12	0.03	0.01	0.00	0.00
Modal	13	0.03	0.00	0.00	0.03
Modal	14	0.02	0.01	0.00	0.00
Modal	15	0.02	0.00	0.02	0.00
Modal	16	0.02	0.00	0.00	0.01
Modal	17	0.02	0.00	0.01	0.00
Modal	18	0.01	0.00	0.00	0.01

Como se deja notar, en la dirección “X”, el periodo con mayor masa participativa es el de 0.55 segundos con 0.71 y, en la dirección “Y”, es el de 0.52 segundos con 0.71. Esto indica una leve mayor rigidez en la dirección “Y”, que en la dirección “X”, lo cual es coherente con la orientación de la edificación y la cantidad de placas colocadas en este sentido. Además, se aprecia que el giro corresponde al tercer modo de vibración detrás de los dos modos traslacionales, lo cual supone un mejor comportamiento general al momento de ser sometido a cargas de sismo.

5.5 Control de desplazamientos laterales y en planta

5.5.1 Control de derivas de entrepiso

La norma E.030 de diseño sismorresistente especifica que existe un límite de deriva igual a 0.007. Esta condición busca restringir el desplazamiento lateral permisible y, por ende, las demandas de ductilidad que pueden ocasionar daños en elementos no estructurales como tabiques. Ahora, dado que se tiene una edificación regular, es necesario multiplicar por 0.75R a los desplazamientos obtenidos.

Tabla 5.8 Desplazamientos laterales máximos y sus derivas en dirección XX

	DESPLAZ. XX (mm)	DERIVA XX
Piso 1	6.42	0.0024
Piso 2	19.97	0.0050
Piso 3	36.51	0.0061
Piso 4	54.03	0.0065
Piso 5	70.98	0.0063
Piso 6	86.34	0.0057

Tabla 5.9 Desplazamientos laterales máximos y sus derivas en dirección YY

	DESPLAZ. YY (mm)	DERIVA YY
Piso 1	5.17	0.0019
Piso 2	17.05	0.0044
Piso 3	32.06	0.0056
Piso 4	47.75	0.0058
Piso 5	62.60	0.0055
Piso 6	76.13	0.0050

Como se deja observar, los valores de derivas de entrepiso obtenidos para cada caso no superan el límite permisible que establece la norma E.030 de diseño sismorresistente (0.007), lo que implica un correcto funcionamiento del edificio.

5.5.2 Junta sísmica

La junta sísmica es un distanciamiento respecto del límite de propiedad que busca evitar el contacto entre edificaciones vecinas durante los movimientos generados por sismo. De acuerdo a la Norma E.030 de diseño sismorresistente, se tienen los siguientes criterios para determinar la separación S mínima:

- Mayor a $\frac{2}{3}$ de la suma de los máximos desplazamientos de ambos edificios:
Dado que no se conoce la junta sísmica vecina, se asume, por comodidad, que la separación es la misma para ambos edificios. Entonces, teniendo que la separación máxima es igual 86.34 mm. en el sentido XX y 76.13 mm. en el sentido YY, el valor de S estará dado por $S_x = \frac{2}{3} \times (86.34 + 86.34) = 115.12$ mm. y $S_y = \frac{2}{3} \times (76.13 + 76.13) = 101.51$ mm.
- El valor de S igual $0.006 \times H$ (altura del edificio) y, a la vez, mayor que 30 mm. Si la edificación aledaña cuenta con junta sísmica reglamentaria, entonces se puede reducir a S/2: El edificio es de 16200 mm, por ello $S = 0.006 \times 16200 =$

97.20 mm. Si se aplica la reducción por junta reglamentaria de la edificación aledaña se tiene $S = \frac{97.20}{2} = 48.60$ mm.

Además, la junta deberá ser mayor de 2/3 del desplazamiento máximo de la edificación:

$$S_x = \frac{2}{3} \times (86.34) = 57.56 \text{ mm y } S_y = \frac{2}{3} \times (76.13) = 50.75 \text{ mm.}$$

Finalmente, de todos los valores determinados, se escoge el mayor, lo cual daría una junta sísmica para los sentidos “X” e “Y” igual 150 milímetros o 15 centímetros.

5.6 Masa sísmica

Al tratarse de un edificio tipo vivienda multifamiliar, la masa sísmica se estima como el peso muerto o carga muerta más el 25% de la carga viva. Asimismo, se determina la masa acumulada y el peso por metro cuadrado por piso. Este último se calcula considerando el área de la planta (271.5 m²) y las masas por piso. Los valores obtenidos del modelo se muestran a continuación.

Tabla 5.10 Masa sísmica por piso

Piso	Masa X	Masa Y	XCM	YCM	XCR	YCR	Peso/m ²
	tonf-s ² /m	tonf-s ² /m	m	m	m	m	
T6	16.38	16.38	4.88	11.67	4.85	12.07	0.59
T5	29.36	29.36	4.88	12.33	4.85	12.18	1.06
T4	29.36	29.36	4.88	12.33	4.85	12.29	1.06
T3	29.36	29.36	4.88	12.33	4.86	12.50	1.06
T2	29.36	29.36	4.88	12.33	4.86	12.97	1.06
T1	29.36	29.36	4.88	12.33	4.87	13.40	1.06
	163.18	163.18					

Se tiene al final una masa sísmica, en ambos sentidos, igual 163.18 ton-s²/m, la cual, en toneladas, sería igual a 1600.77 toneladas. Finalmente, se tiene un peso sísmico por metro cuadrado por piso cercano a una tonelada por metro cuadrado, lo que hace suponer que los valores fueron hallados correctamente. El techo del piso 6 tiene el valor de 0.59 ton por metro cuadrado debido a la reducción de cargas propias del último techo (ausencia de tabiques y sobrecargas).

5.7 Cortante de diseño

De acuerdo a la norma E.030, la fuerza cortante en la base del edificio no deberá ser menos que el 80% de la cortante calculada en el análisis estático para estructuras regulares y no menos que el 90% para estructuras irregulares cumpliendo siempre que el factor de escalamiento no sea menor a 1.

La cortante estática se determina a partir de las formula 5-7, donde el valor de P (peso de la edificación) se estimó en 1600.77 toneladas. La cortante dinámica viene dada por el programa para cada dirección ortogonal. El valor de “C” tanto para la dirección “X” como para la dirección “Y” es igual a 2.5, debido a que sus periodos (0.55 seg. y 0.52 seg. respectivamente) se encuentran en la meseta del espectro de diseño (menores a $T_p = 1$ seg). En la Tabla 5.11 se muestran finalmente la cortante de diseño y el factor de amplificación obtenidos.

$$V_{estático} = \frac{ZUCS}{R} \times P \quad (5-7)$$

Tabla 5.11 Determinación de cortante de diseño y factor de amplificación

Sentido	C	Vestatico	Vdinamico	Vmin	80%Vestatico	Vdiseño	Factor
X	2.5	280.14	207.54	73.96	224.11	224.11	1.08
Y	2.5	280.14	206.99	73.96	224.11	224.11	1.08

5.8 Distribución de fuerzas internas

Mediante el programa ETABS, se han podido determinar las fuerzas internas de la estructura provenientes del sismo de diseño previamente establecido. A modo de ejemplo, a continuación, se mostrarán los resultados de los diagramas de momentos flectores y fuerzas cortantes de las elevaciones del eje A y del eje 1 respectivamente.

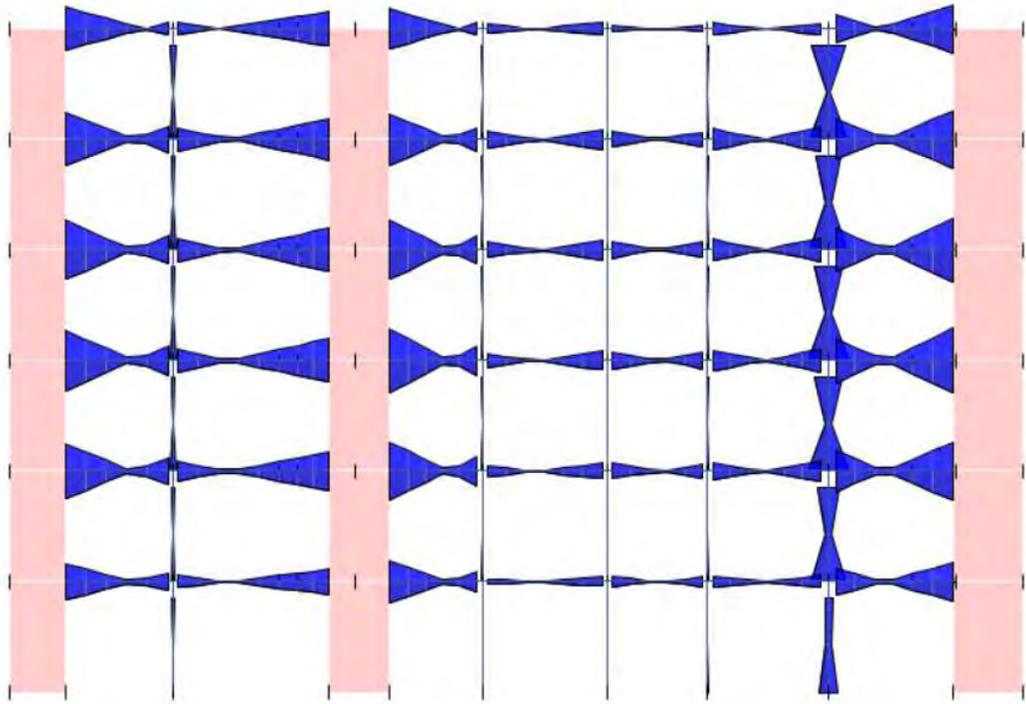


Figura 5.4 Diagrama de momentos flectores del eje "A" debido al sismo en dirección YY

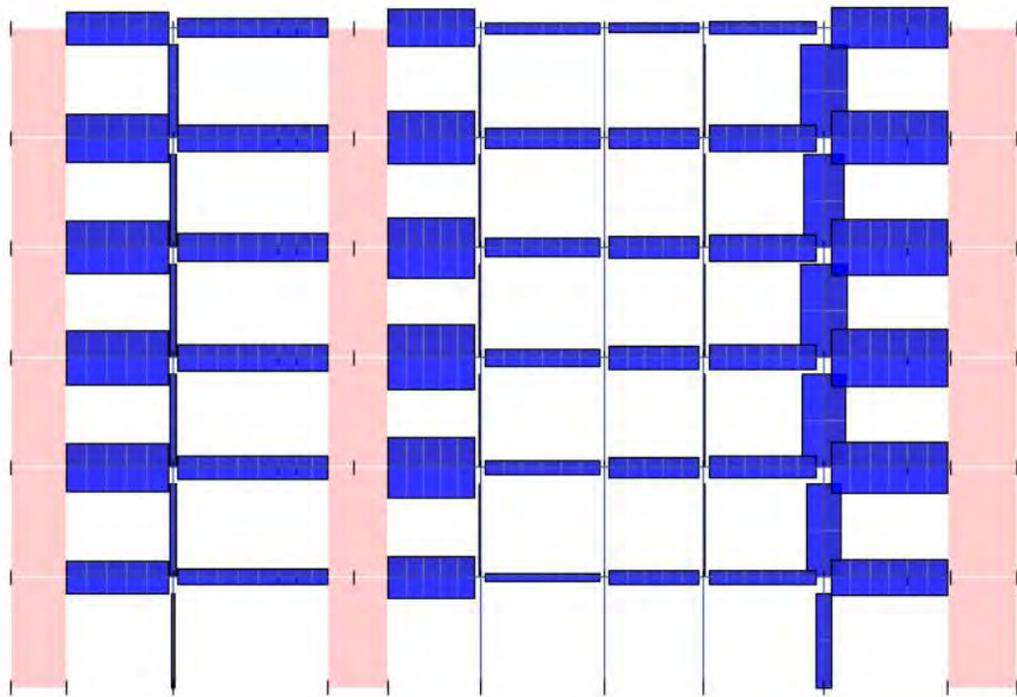


Figura 5.5 Diagrama de fuerzas cortantes del eje "A" debido al sismo en dirección YY

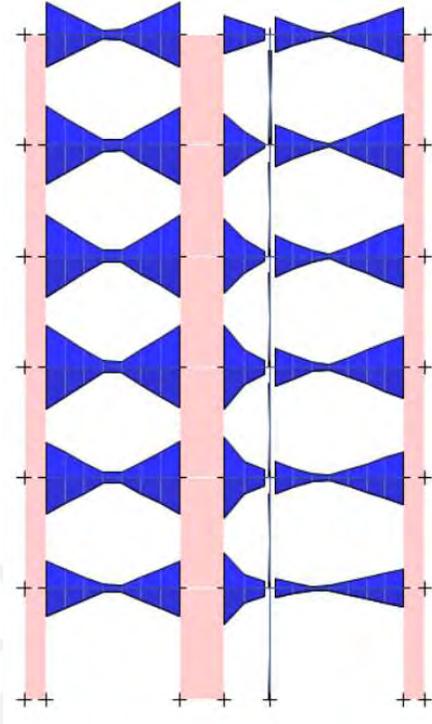


Figura 5.6 Diagrama de momentos flectores del eje 1 debido al sismo en dirección XX

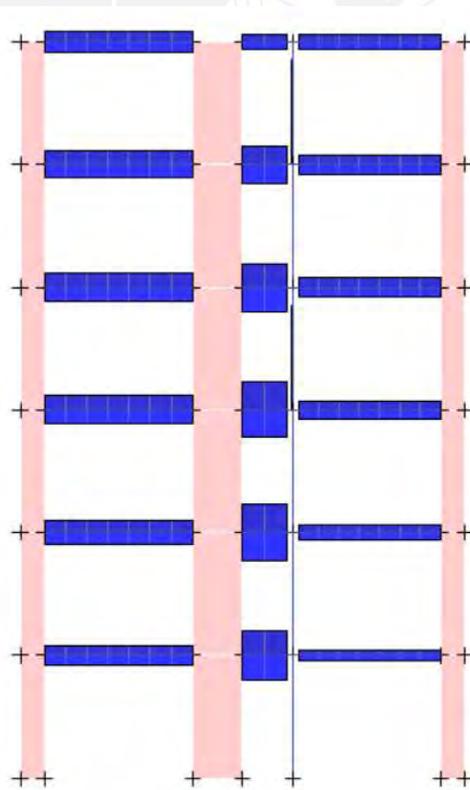


Figura 5.7 Diagrama de fuerzas cortantes del eje 1 debido al sismo en dirección XX

De las figuras 5.4 y 5.6, se observan momentos flectores positivos y negativos alternos en diferentes secciones a lo largo de las vigas y columnas. Estas distribuciones en forma de “corbata” se deben a la reversión de cargas en la dirección lateral durante un sismo.

Asimismo, de las figuras 5.5 y 5.7, se observan fuerzas cortantes con valores positivos y negativos constantes a lo largo de las vigas dando origen a diagramas con formas rectangulares. Estas distribuciones se deben a la forma y rigidez uniforme de la estructura, ya que se mantienen sin cambios en todo su desarrollo.



CAPÍTULO VI: FUNDAMENTOS DEL DISEÑO EN CONCRETO ARMADO

El presente capítulo expondrá las normas, formulas y criterios, pertenecientes al Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), utilizados para el diseño de todos los elementos de concreto armado presentes en la estructura estudiada.

6.1 Diseño por resistencia

Según la Norma E-060, el diseño en concreto armado aceptado es el diseño por resistencia. El criterio planteado se basa en el análisis de los estados límites últimos y establece que todos los elementos y estructuras posean una resistencia de diseño (ϕR_n) igual o mayor a la resistencia solicitada (R_u).

$$\phi R_n \geq R_u \quad (6-1)$$

La resistencia nominal (R_n) se entiende como el aporte neto de los materiales (concreto y acero). Al multiplicarla con el factor de reducción (ϕ) se obtiene la resistencia de diseño.

$$(\phi R_n) = \text{Resistencia Nominal } (R_n) \times \text{factor de reducción } (\phi) \quad (6-2)$$

Ahora, considerando que se tienen diferentes tipos de solicitaciones, la ecuación 6-1 presentada puede extrapolarse a cada una de estas.

$$\text{Para momentos flectores: } \phi M_n \geq M_u \quad (6-3)$$

$$\text{Para fuerzas cortantes: } \phi V_n \geq V_u \quad (6-4)$$

$$\text{Para fuerzas axiales: } \phi P_n \geq P_u \quad (6-5)$$

6.1.1 Factores de reducción de resistencia

La norma E-060 establece factores de reducción de resistencia. En el marco del proyecto planteado, en la siguiente tabla, se presentan los factores utilizados.

Tabla 6.1 Factores de reducción de resistencia
Fuente: Norma Técnica E.060 “Concreto Armado”

SOLICITACIÓN	FACTOR DE REDUCCIÓN (ϕ)
Flexión	0.90
Cortante	0.85
Compresión y flexocompresión: Elementos con estribos	0.70
Aplastamiento en el concreto	0.70

Los factores de reducción de resistencia son representaciones numéricas de las incertidumbres, que no se pueden manejar con exactitud al momento de construir o posterior a ello. En las siguientes líneas, se muestran las variables consideradas para dar origen a estos valores.

- La variabilidad del material (concreto y acero) respecto de su resistencia nominal.
- Las dimensiones no suelen ser las mismas entre los planos y la realidad
- Dado que se utiliza un modelo mecánico plagado de asunciones y simplificaciones, la resistencia nominal brindada no es del todo confiable
- La importancia del elemento dentro de la estructura y sus consecuencias ante la falla
- El tipo de falla, ya que las fallas frágiles pueden ocasionar el colapso estrepitoso e instantáneo de la edificación, lo cual conlleva a riesgo de las vidas humanas.

6.1.2 Factores de carga (Resistencia mínima)

Dado que se está realizando el diseño por resistencia, las cargas en servicio se amplifican de tal forma que se llegue a un estado de baja probabilidad de ocurrencia en la vida útil de la edificación. Estos coeficientes se denominan también factores de amplificación e involucran a los tres tipos de cargas presentes en el actual proyecto:

carga viva, carga muerta y carga de sismo. Las combinaciones a usar vienen dadas de la norma E-060 y son las presentadas a continuación.

$$U = 1.4CM + 1.7CV \quad (6-6)$$

$$U = 1.25(CM + CV) \pm CS \quad (6-7)$$

$$U = 0.9CM \pm CS \quad (6-8)$$

Es importante tener en cuenta que los valores obtenidos de la amplificación de cargas son los mínimos permisibles, lo que conlleva a tener en cuenta que, si no se precisa bien la carga en servicio o se precisan consecuencias graves ante la falla de la estructura, estos valores pueden ser aumentados.

6.2 Diseño por capacidad

Todos los elementos deben estar diseñados para fallar por flexión (falla dúctil), ya que esta permite la disipación paulatina de la energía y da tiempo a los ocupantes de salir del recinto ante un movimiento telúrico. El diseño por capacidad busca llegar a este tipo de falla evitando o previniendo que se dé una falla frágil (compromete la vida de los ocupantes) antes que una dúctil.

En primer lugar, se diseña el acero de refuerzo siguiendo los criterios del diseño por resistencia y se determina, con las cargas amplificadas, el momento flector solicitado (M_u). Luego, se realiza la distribución del acero en todo el elemento incluyendo fierro longitudinal, estribos, empalmes, entre otros. Después, se estima la resistencia probable (M_{pr}), la cual es mayor a la resistencia de diseño, dado que se estima como el máximo momento flector que podrá soportar el elemento. Finalmente, se determina la carga externa necesaria para dar origen a esta resistencia probable (V_p), con la cual se realiza el diseño por corte.

El resultado final debería dar una resistencia de acero suministrada mayor a la que genera la carga externa (V_p) para poder cumplir con el diseño por capacidad.

6.3 Diseño por flexión

6.3.1 Hipótesis de diseño

Según la norma E-060, se establecen hipótesis de diseño que permiten la aplicación del diseño por resistencia. A continuación, se muestran estas asunciones.

- Las secciones planas permanecerán planas para vigas esbeltas (Hipótesis de Navier) y deja de cumplirse para vigas de gran peralte.
- El concreto y el acero están totalmente adheridos
- Los esfuerzos en el concreto y el acero se pueden calcular a partir de las relaciones constitutivas ($\sigma - \epsilon$).
- La máxima deformación unitaria en compresión del concreto será 0.003 en la fibra más alejada.
- Se asume elastoplástico el diagrama constitutivo del acero.
- Se desprecia la resistencia en tracción del concreto para los elementos sometidos a flexión y a carga axial.
- Se asume una distribución rectangular equivalente (bloque de compresiones) a la distribución real de esfuerzos.

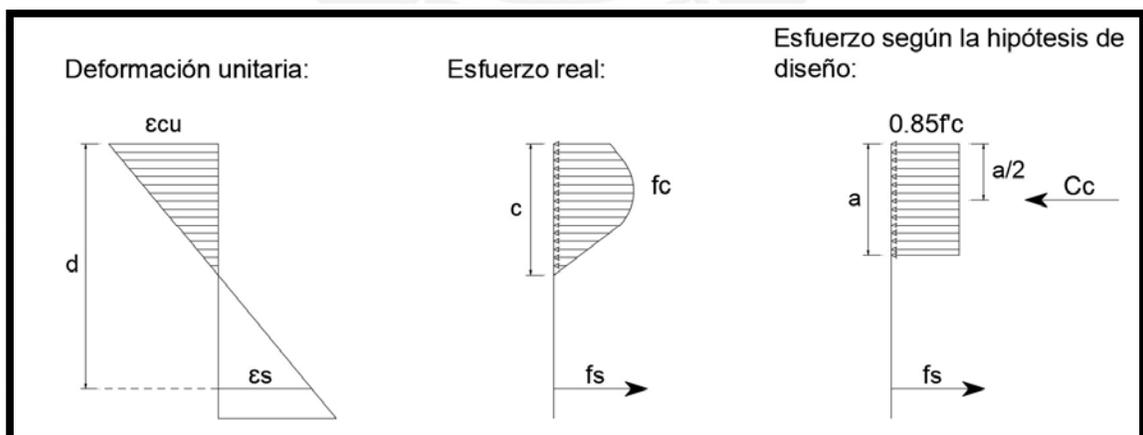


Figura 6.1 Bloque de compresiones

Fuente: Apuntes del curso "Concreto Armado I" – Gianfranco Ottazzi Pasino

La figura 6.1 muestra los estados de esfuerzo y deformación reales con su respectivo bloque de compresiones equivalente planteado en una de las hipótesis de diseño. En este se observa un esfuerzo uniformemente distribuido igual a $0.85 f'c$. Este se desarrolla en una distancia “a” igual a “ β_1 ” por “c” (distancia desde la última fibra en compresión hasta el eje neutro). El valor “ β_1 ” viene siendo un factor que depende de la resistencia del concreto, el cual, dado que se tiene una resistencia igual a 210 kg/cm^2 , sería igual a 0.85.

A partir de este bloque de compresiones se puede determinar la profundidad del bloque de compresiones (“a”), su resistencia nominal (M_n) y, por ende, el acero necesario para cumplir con las sollicitaciones de resistencia (A_s).

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'c \times b} \quad (6-9)$$

$$M_n = A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (6-10)$$

$$A_s \geq \frac{M_u}{\phi \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad (6-11)$$

Donde:

$f'c$: Resistencia del concreto

f_y : Esfuerzo del acero

A_s : Área de acero

b: Ancho de la sección

d: Peralte efectivo

a: Profundidad del bloque de compresiones

6.3.2 Acero máximo y mínimo

6.3.2.1 Acero máximo

El máximo acero que se le puede otorgar a un elemento de concreto armado, para que falle por flexión, es igual al 75% del acero balanceado (As_b). Este último es la cantidad de acero necesaria para producir, en simultáneo, la fluencia del mismo y la deformación última del concreto (ϵ_{cu}). La cuantía balanceada se determina con la ecuación 6-12 y al multiplicarlo por el peralte efectivo y el ancho de la sección se obtiene el acero balanceado como se muestran la ecuación 6-13. Finalmente, se multiplica por 0.75 a esta última y se obtiene el límite máximo de acero permitido mostrado en la ecuación 6-14.

$$\rho_b = \frac{0.85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \times \left(\frac{\epsilon_{cu} \times E_{cu}}{\epsilon_{cu} \times E_{cu} + f_y} \right) \quad (6-12)$$

$$As_b = \rho_b \times b \times d \quad (6-13)$$

$$As_{max} = 0.75 \times As_b \quad (6-14)$$

6.3.2.2 Acero mínimo

La Norma E-060 exige que se tenga una resistencia de diseño mínima mayor al momento flector que genera el agrietamiento por flexión del elemento, ya que, de no cumplirse esta condición, se incurriría en una falla frágil o súbita (muy peligrosa). De esta manera se establece que la resistencia de diseño debe ser mayor a 1.2 veces el momento de agrietamiento (M_{cr}) como se muestra en la ecuación 6-16.

$$f_r = 2 \times \sqrt{f'_c} \quad (6-15)$$

$$M_{cr} = \frac{f_r \times I_g}{y_t} \quad (6-16)$$

$$\phi M_n \geq 1.2 \times M_{cr} \quad (6-17)$$

En caso de secciones rectangulares y “T” con el ala en compresión, bastará con determinar la ecuación 6-18.

$$A_s \text{ mín} = \frac{0.7 \times \sqrt{f'c}}{f_y} \times b_w \times d \quad (6-18)$$

6.4 Diseño por cortante

El diseño por cortante busca proporcionar a los elementos estructurales una resistencia de diseño (ϕV_n) mayor o igual a la fuerza cortante solicitada (V_u). Se en cumplir la condición del diseño por resistencia y los análisis se realizan a una distancia “d” (peralte efectivo) desde la cara del apoyo.

$$\phi V_n \geq V_u \quad (6-19)$$

La resistencia nominal al corte (V_n) es el resultado del aporte en conjunto de las resistencias del concreto (V_c) y el acero (V_s). Mientras que, la fuerza cortante solicitada (V_u) es la obtenido de las cargas amplificadas.

$$V_n = V_c + V_s \quad (6-20)$$

El aporte del concreto depende del tipo de fuerzas que están involucradas en el elemento:

- corte y flexión:

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d \quad (6-21)$$

- corte, flexión y fuerzas axiales:

$$V_c = 0.53 \times \left(1 + \left(\frac{N_u}{140 \times A_g} \right) \right) \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d \quad (6-22)$$

Donde:

Nu: Fuerza axial

Ag: Área bruta de la sección del concreto

bw: ancho de la sección transversal

El aporte del acero es representado por la ecuación 6-23.

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s} \quad (6-23)$$

Donde:

A_v : Área del estribo

s : Espaciamiento del estribo

No obstante, la Norma E-060 limita el aporte de los estribos a la resistencia al corte (ecuación 6-24).

$$V_s \leq 2.1 \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d \quad (6-24)$$

Ahora, a partir de las ecuaciones 6-24 y 6-21 se puede determinar la ecuación 6-25, la cual permite obtener la sollicitación máxima que podrá soportar el elemento por corte. Esto implica que de superarse $V_u \max$ será necesario aumentar la resistencia del concreto ($f'c$) o aumentar la sección transversal.

$$V_u \max = 2.6 \times \phi \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d \quad (6-25)$$

6.4.1 Espaciamiento de estribos

La determinación del espaciamiento de los estribos viene dada del despeje de la variable “ s ” en la ecuación 6-23, la cual convierte al aporte del acero en un factor más dentro del cálculo del espaciamiento. La expresión en cuestión se muestra a continuación.

$$s = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} \quad (6-26)$$

Ahora, la Norma E-060 limita el espaciamiento de los estribos, estableciendo las siguientes condiciones para cada caso.

- Si $V_s \leq 1.1 \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d$

$$s \leq 0.60 m \text{ o } s \leq d/2 \quad (6-27)$$

- Si $V_s > 1.1 \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d$

$$s \leq 0.30 m \text{ o } s \leq d/4 \quad (6-28)$$

6.4.2 Estribos mínimos

Para la colocación mínima de estribos debe cumplirse la condición planteada en la ecuación 6-29.

$$\frac{\phi V_c}{2} \leq V_u \leq \phi V_c \quad (6-29)$$

A partir de aquí, se delimita la cantidad de estribos que se pueden colocar de acuerdo al mayor entre las expresiones 6-30 y 6-31.

$$A_v \min = \frac{0.2 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times s}{f_y} \quad (6-30)$$

$$A_v \min = \frac{3.5 \times b_w \times s}{f_y} \quad (6-31)$$

6.5 Diseño por flexocompresión

Para determinar la resistencia de los elementos sometidos a flexocompresión, es necesario calcular las resistencias nominales de carga axial (P_n) y momento flector (M_n), proporcionadas por una armadura y sección transversal definidas, para cada combinación de fuerzas (generadas a partir de la variación del eje neutro).

El diagrama de interacciones se construye considerando los factores de reducción que plantea la Norma E-060 (ϕ). Asimismo, establece que para columnas con estribos (como lo es el caso del proyecto), la máxima carga que produce la falla es $\alpha \times \phi \times P_o$, donde las variables α y ϕ son 0.8 y 0.7 respectivamente. No obstante, si fueran columnas con espirales, los valores cambiarían a 0.85 y 0.75 respectivamente.

En general, se busca que los puntos (P_u ; M_u), obtenidos de la amplificación de cargas, se ubiquen dentro del diagrama de interacción, lo que implicaría que la sección y armadura planteadas fueron las adecuadas. Caso contrario, se tendría que aumentar el fierro o la sección propuestas. Estos resultados permiten optimizar y encontrar la mejor sección y arreglo de acero para el elemento.

Algunos puntos notables que constituyen este diagrama se muestran en la figura 6.2 y representan las siguientes condiciones de falla.

- P_o : Falla por compresión pura
- M_o : Falla por flexión pura
- T_o : Falla por tracción pura
- $(M_b;P_b)$: Falla balanceada

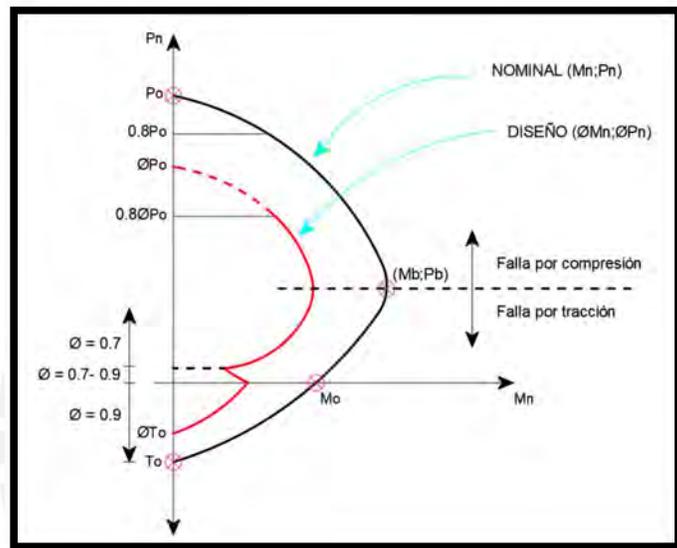


Figura 6.2 Diagrama de interacción

Fuente: Apuntes del curso “Concreto Armado I” – Gianfranco Ottazzi Pasino

6.6 Detalles del refuerzo

6.6.1 Recubrimiento de concreto

El recubrimiento sirve para proteger el refuerzo (acero) del elemento estructural ante las condiciones exteriores, incluidas las altas temperaturas (fuego). Asimismo, permite la correcta adherencia entre el acero y el concreto, y facilita, al momento del vaciado, la fluencia de este último alrededor de las barras de acero.

Este tiene medidas mínimas para cada elemento estructural empleado. Los respectivos valores se muestran en las figuras siguientes.

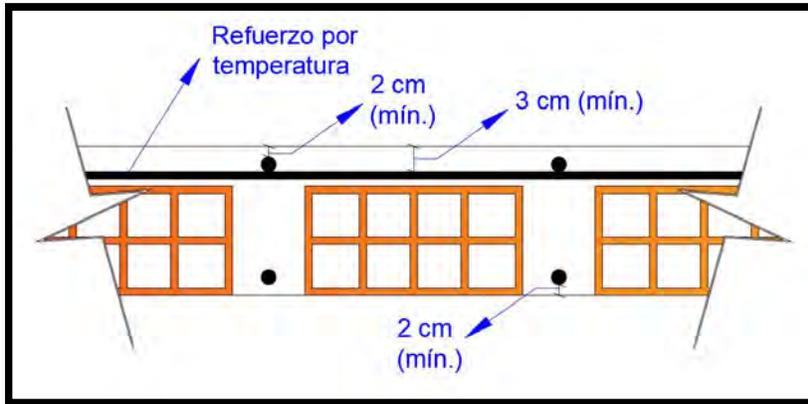


Figura 6.3 Recubrimiento en losa aligerada
Fuente: Apuntes del curso "Concreto Armado I" – Gianfranco Ottazzi Pasino

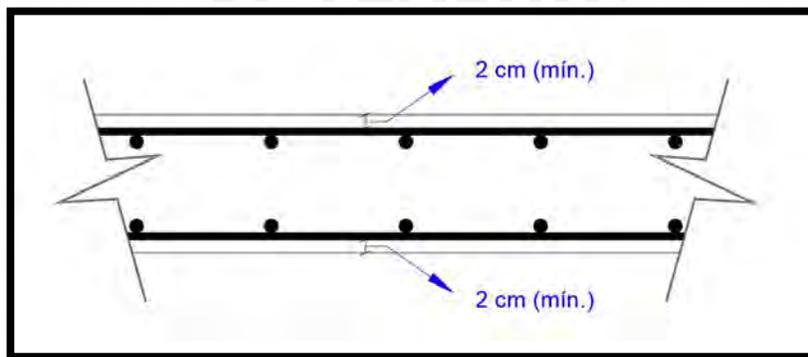


Figura 6.4 Recubrimiento en losa maciza
Fuente: Apuntes del curso "Concreto Armado I" – Gianfranco Ottazzi Pasino

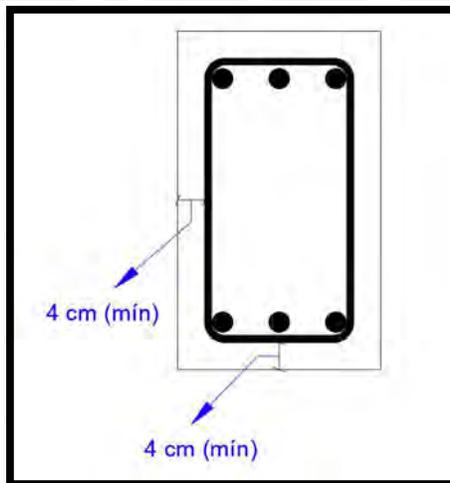


Figura 6.5 Recubrimiento de vigas
Fuente: Apuntes del curso "Concreto Armado I" – Gianfranco Ottazzi Pasino

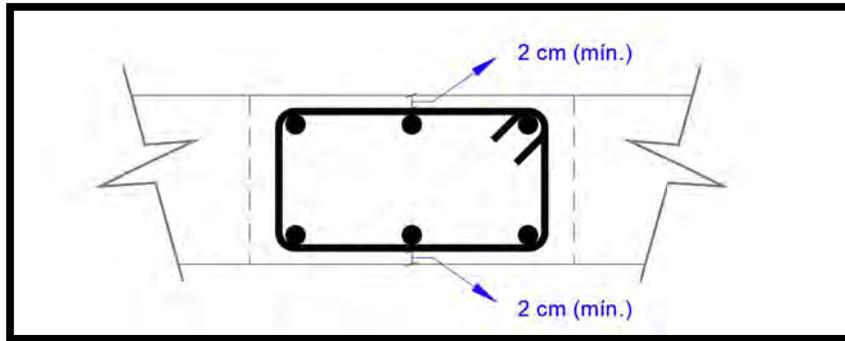


Figura 6.6 Recubrimiento de vigas chatas
Fuente: Apuntes del curso "Concreto Armado I" – Gianfranco Ottazzi Pasino

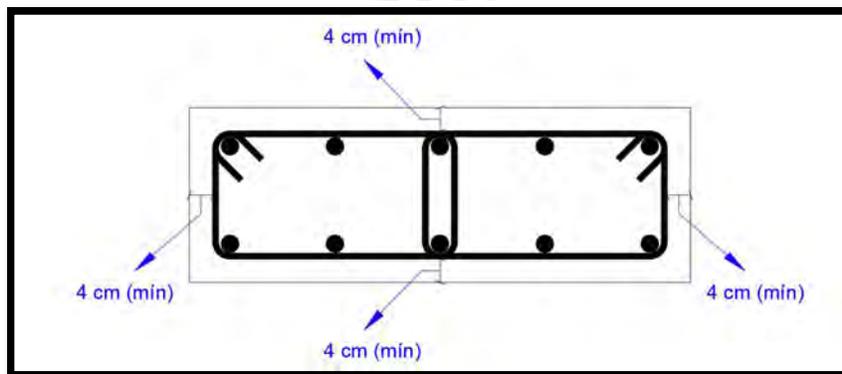


Figura 6.7 Recubrimiento de columnas
Fuente: Apuntes del curso "Concreto Armado I" – Gianfranco Ottazzi Pasino

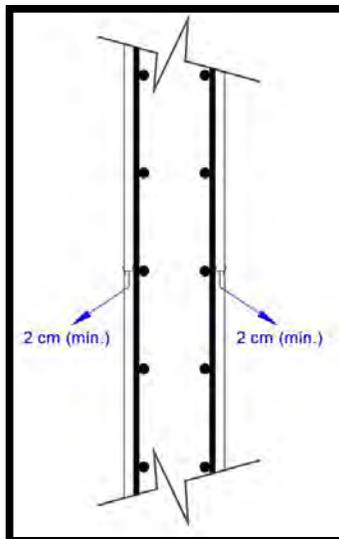


Figura 6.8 Recubrimiento de placas
Fuente: Apuntes del curso "Concreto Armado I" – Gianfranco Ottazzi Pasino

6.6.2 Espaciamiento del acero de refuerzo

El espaciamiento mínimo del acero de refuerzo sirve para permitir la fluencia del concreto a través de la armadura interna, evitando que se generen vacíos interiores (cangrejeras). Para las vigas y columnas, el detallado se muestra en las figuras 6.9 y 6.10 respectivamente.

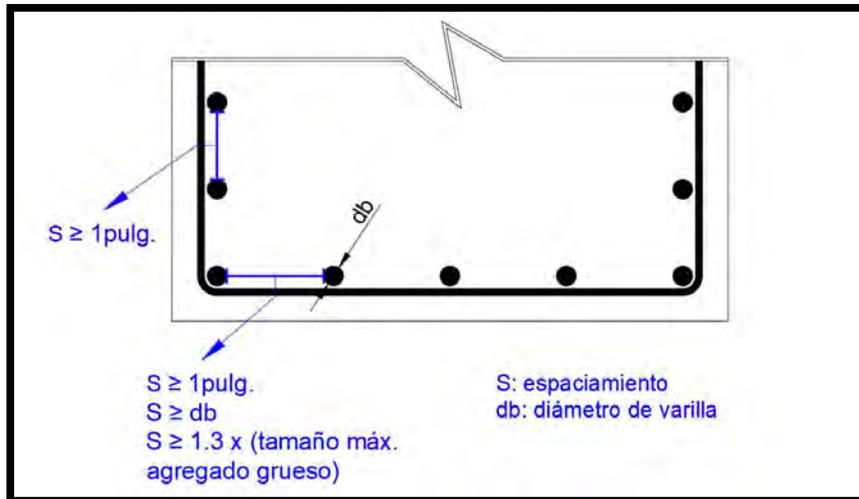


Figura 6.9 Espaciamientos mínimos en vigas

Fuente: Apuntes del curso "Concreto Armado I" – Gianfranco Ottazzi Pasino

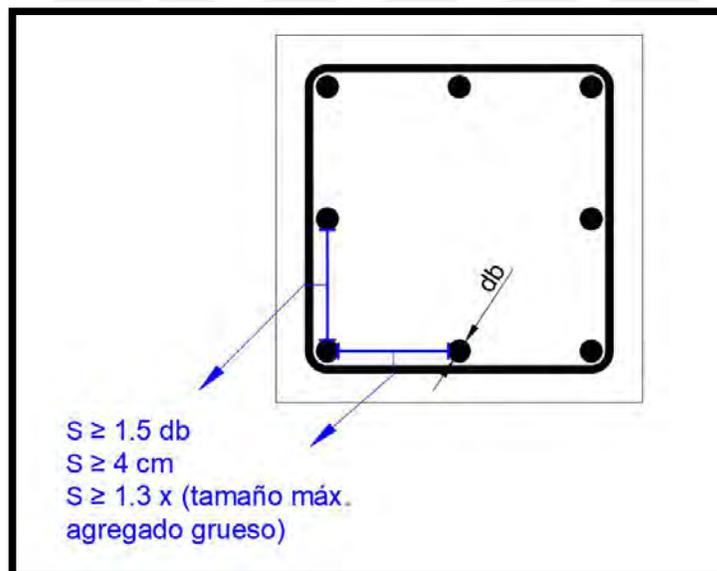


Figura 6.10 Espaciamientos mínimos en columnas

Fuente: Apuntes del curso "Concreto Armado I" – Gianfranco Ottazzi Pasino

Para las losas armadas y los muros de corte, la Norma E-060 establece espaciamientos máximos que eviten dejar sin refuerzo de acero a grandes porciones de concreto. Los límites de espaciamiento son detallados en la figura 6.11.

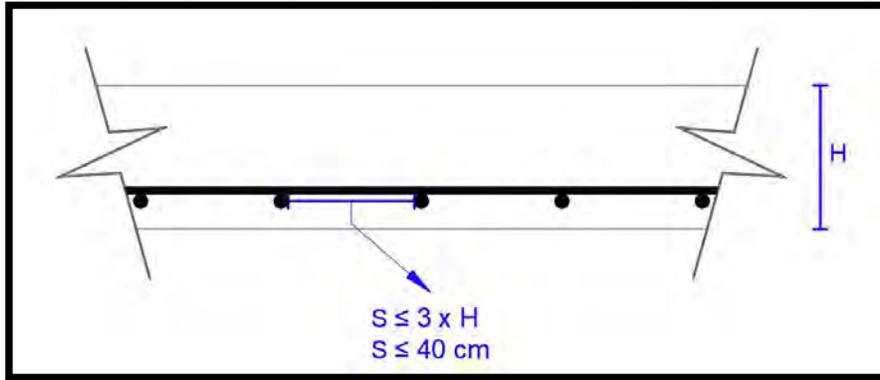


Figura 6.11 Espaciamientos máximos en losas macizas y muros
 Fuente: Apuntes del curso “Concreto Armado I” – Gianfranco Ottazzi Pasino

6.6.3 Anclaje de fierro

La Norma E-060 establece longitudes mínimas de anclaje que permiten que los fierros corridos longitudinales puedan cumplir la función de resistir los momentos generados a partir de las cargas que el elemento recibe. Ahora, dado que el edificio emplea en su totalidad concreto de $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$, se mostrarán, en la tabla 6.1, las longitudes de anclaje respectivas para esta resistencia.

Tabla 6.2 Longitudes de anclaje

Fuente: Apuntes del curso “Concreto Armado I” – Gianfranco Ottazzi Pasino

			$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$			
Barra	db(cm)	Ab (cm ²)	Ld (cm)	L'd (cm)	Ldg (cm)	Ldc (cm)
8mm	0.80	0.50	20	28	19	18
3/8"	0.95	0.71	34	44	21	22
1/2"	1.27	1.29	45	58	28	29
5/8"	1.59	2.00	56	73	35	37
3/4"	1.91	2.84	67	88	42	44
1"	2.54	5.10	112	145	56	59

Donde:

Ld: Longitud de anclaje en tracción – barras inferiores

L'd: Longitud de anclaje en tracción – barras superiores

Ldg: longitud de anclaje con gancho estándar

Ldc: Longitud de anclaje en compresión

En el caso del anclaje del gancho estándar, es preciso detallar las dimensiones que se toman en cuenta según la Norma E-060. A continuación, en la figura 6.12, se muestra el detallado del armado para los fierros longitudinales y, en la figura 6.13, el detallado para los estribos.

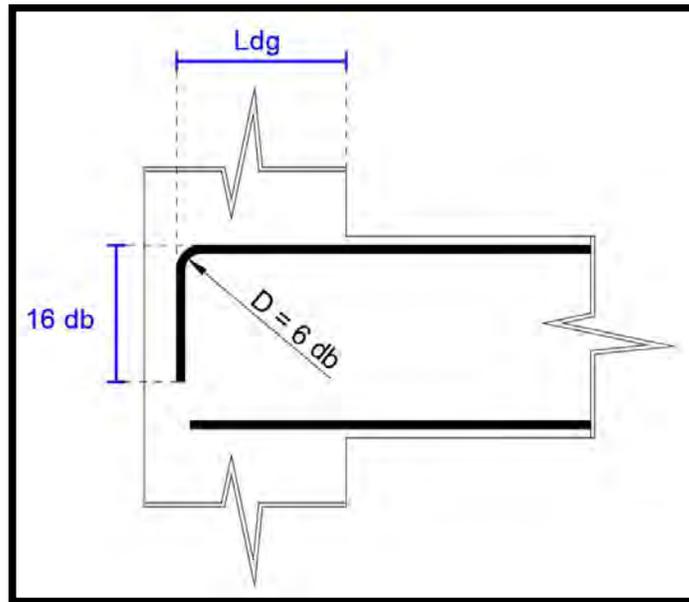


Figura 6.12 Detallado del gancho estándar para fierros longitudinales

Fuente: Apuntes del curso “Concreto Armado I” – Gianfranco Ottazzi Pasino

Es preciso aclarar que, el valor de “D” representa el diámetro interno de doblado y cumple su valor de 6 veces el “db” para varillas no mayores a 1 pulgada (figura 6.12).

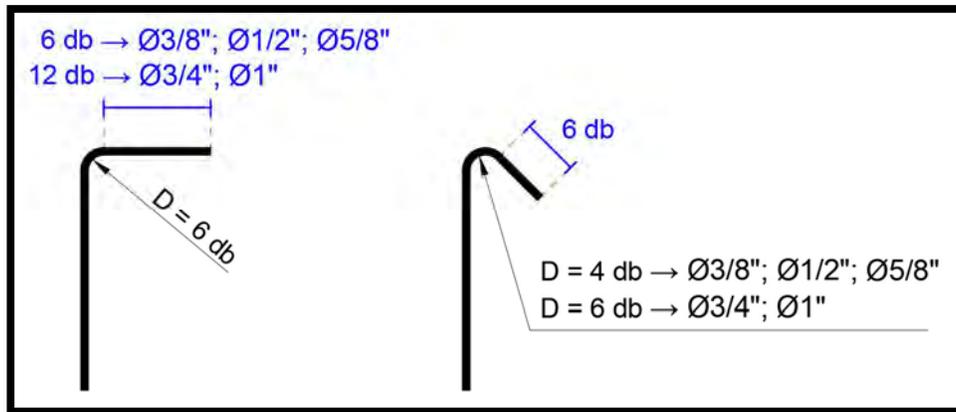


Figura 6.13 Detallado del gancho estándar para estribos
Fuente: Apuntes del curso “Concreto Armado I” – Gianfranco Ottazzi Pasino

6.6.4 Empalmes

Llegar a cumplir con las longitudes de refuerzo en una sola pieza de acero no es usual para un elemento estructural, ya que estos suelen tener dimensiones mucho mayores a los 9 metros (longitud comercial del acero). Por ello, es necesaria la unión entre barras (empalmes) que permita aumentar la longitud para cumplir con los requerimientos de acero. Ahora, la Norma E-060 establece una longitud mínima de traslape entre barras para vigas y columnas. Estos valores son mostrados en la tabla 6.3.

Tabla 6.3 Longitudes de empalme en vigas y columnas
Fuente: Apuntes del curso “Concreto Armado I” – Gianfranco Ottazzi Pasino

EMPALMES DE ARMADURAS					
Ø	Losas y vigas (cm)		Columnas (cm)	Losas y vigas	Columnas
	Refuerzo inferior	Refuerzo superior			
3/8"	45	60	60	 <p>Empalmes de refuerzo negativo en una longitud igual a 1/4 de la luz a cada lado de la columna o apoyo no están permitidos</p>	 <p>El empalme no comprenderá más del 50% de la armadura en una misma sección.</p>
1/2"	60	80	80		
5/8"	75	95	95		
3/4"	90	115	115		
1"	145	190	190		

La ubicación en la que serán realizados los empalmes dependerá del elemento estructural en cuestión. Las figuras 6.14 y 6.15 muestran la posición óptima para empalmes en las vigas y columnas respectivamente.

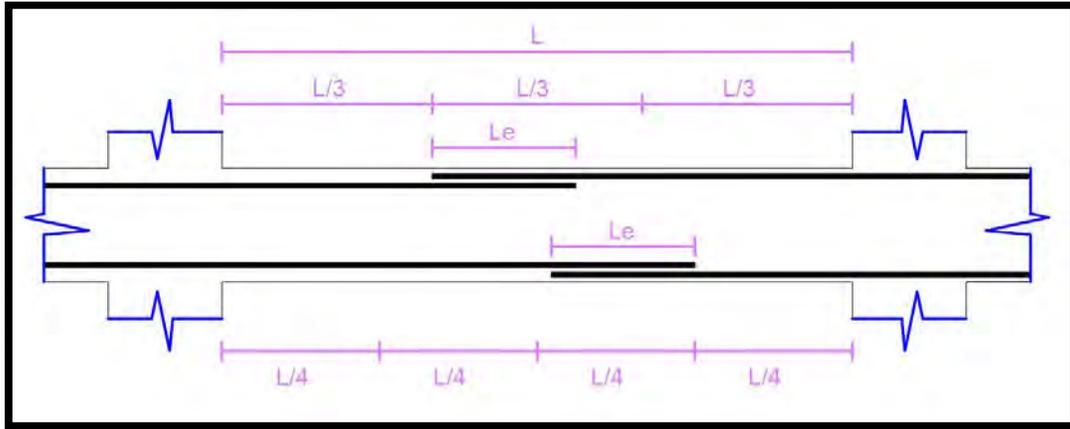


Figura 6.14 Detalle de empalmes en vigas

Fuente: Apuntes del curso “Concreto Armado I” – Gianfranco Ottazzi Pasino

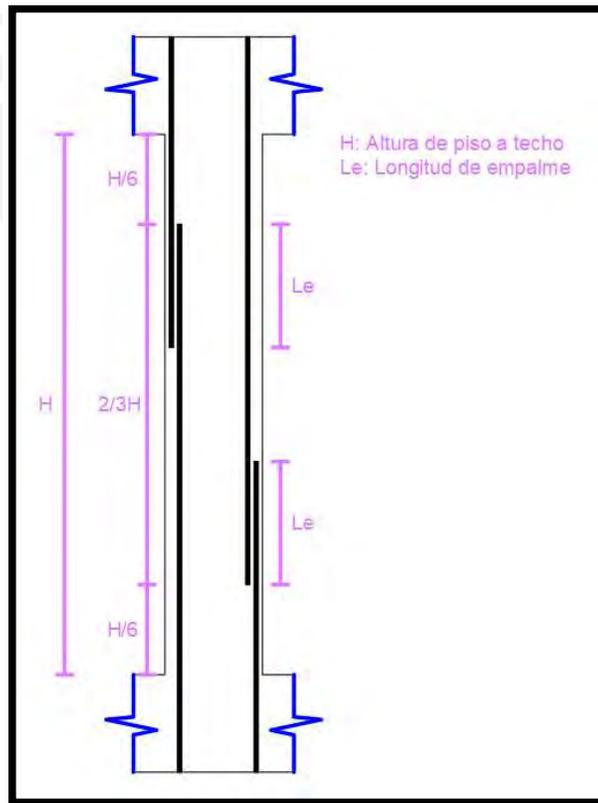


Figura 6.15 Detalle de empalmes en columnas

Fuente: Apuntes del curso “Concreto Armado I” – Gianfranco Ottazzi Pasino

6.6.5 Corte de fierro

La Norma E-060 establece condiciones para el corte del fierro longitudinal en losas y vigas. Los límites a tomar en cuenta se muestran detallados en la figura 6.16.

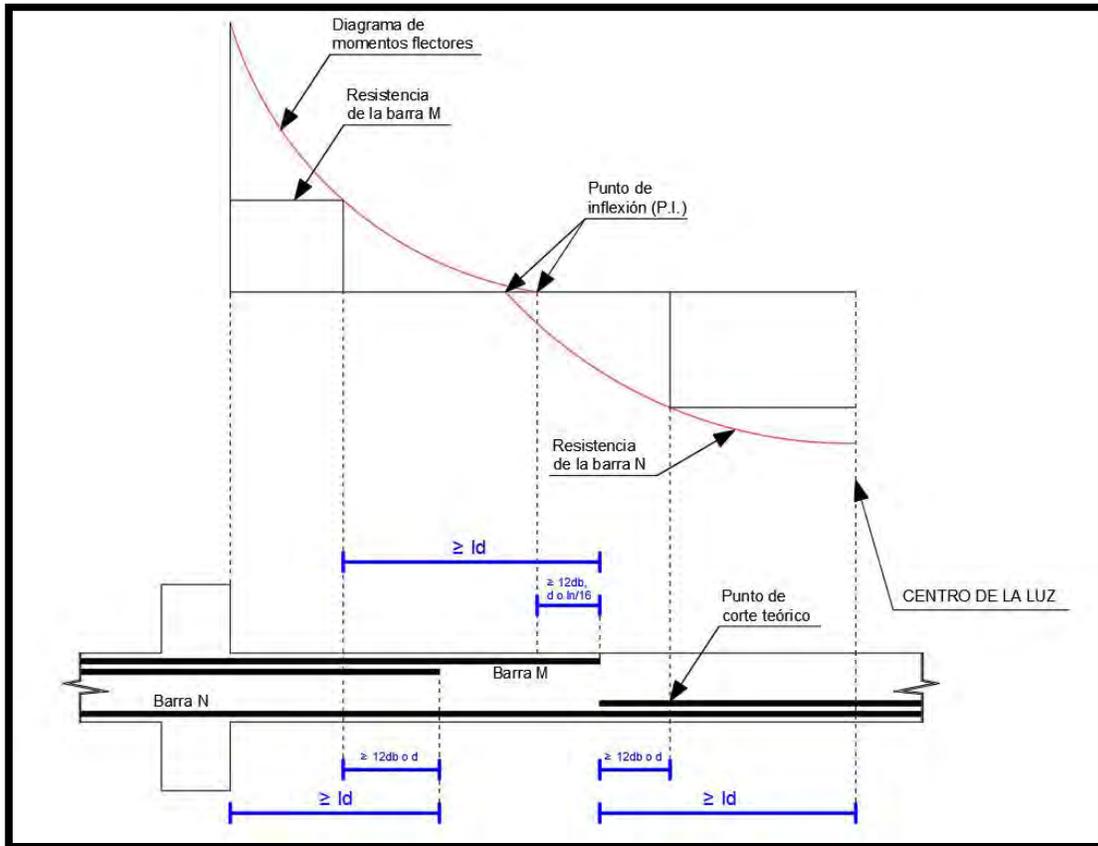


Figura 6.16 Detalle del corte de fierro

Fuente: Apuntes del curso "Concreto Armado I" – Gianfranco Ottazzi Pasino

El valor de la longitud de desarrollo o de anclaje (l_d) depende del diámetro del acero de refuerzo respectivo y está establecido en la Tabla 6.2.

CAPÍTULO VII: DISEÑO DE LOSAS

El presente capítulo de tesis expondrá las características, principios y desarrollo del diseño en concreto armado de las losas aligeradas y macizas presentes en la edificación.

7.1 Losas aligeradas

Las losas aligeradas son elementos estructurales que se caracterizan, a diferencia de otros tipos de losas, por tener un peso reducido, dada la presencia de bloques de relleno (ladrillo o poliestireno expandido).

Como se aprecia en la figura 7.1, las losas aligeradas están compuestas por un conjunto de viguetas espaciadas cada 40 centímetros paralelas entre sí. Estas poseen un ancho de alma (b_w) de 10 centímetros y un grosor de losa superior igual a 5 centímetros. Asimismo, estas se pueden construir para predeterminados espesores (17, 20, 25 y 30 centímetros), ya que sus propiedades se encuentran establecidas en la Norma Técnica Peruana.

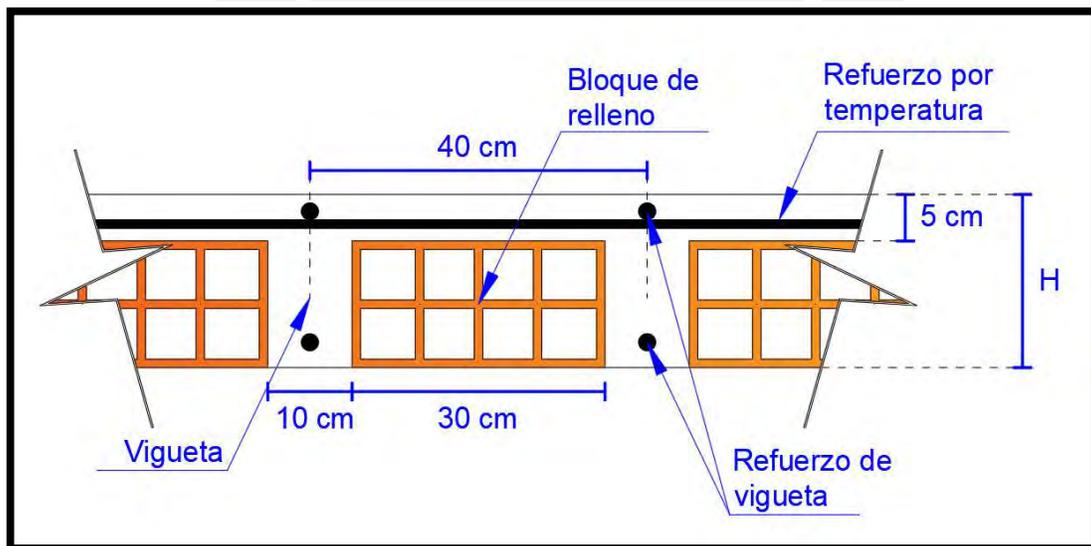


Figura 7.1 Detalle de la losa aligerada

Fuente: Apuntes del curso "Concreto Armado I" – Gianfranco Ottazzi Pasino

7.1.1 Diseño por flexión

El diseño de las losas aligeradas se realiza por vigueta y se extrapola al resto de ellas. Se toman solo las amplificaciones de 1.4 veces la carga muerta y 1.7 veces la carga viva, ya que las fuerzas sísmicas son despreciables en la losa. Además, se considera la acción de la alternancia de carga viva para las viguetas con más de 3 apoyos.

Luego, se debe tomar en cuenta que el diseño se realiza considerando una viga T que posee el bloque de compresiones netamente en el ala. Esta asunción suele cumplirse, pero está sujeta a corroboración con los resultados. Asimismo, dada la forma (en T), para los momentos positivos, se utilizará una sección de 40 centímetros de ancho efectivo y, para los momentos negativos, una sección de 10 centímetros de ancho efectivo. Planteado lo anterior, se procede a desarrollar el ejemplo de diseño. En este caso, se ha escogido la vigueta ubicada entre los ejes 3 y 4 (ver Figura 4.1 y 4.2). Su modelo idealizado y su metrado de cargas se pueden observar en la Figura 4.3 y la Tabla 4.3 y 4.4 respectivamente.

En primer lugar, se construye la envolvente de momentos flectores (Figura 7.2), de la cual se obtienen los siguientes resultados (momentos negativos reducidos a la cara del apoyo).

- Tramo 1 y 3: $M_{u+} = 0.67 \text{ ton.m}$ y $M_{u-} = 0.55 \text{ ton.m}$
- Tramo 2: $M_{u-} = 0.69 \text{ ton.m}$ y $M_{u-} = 0.38 \text{ ton.m}$

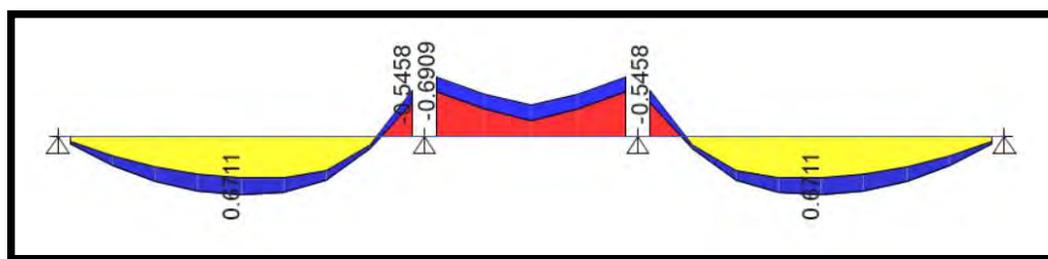


Figura 7.2 Envolvente de momentos flectores de la vigueta ubicada entre los ejes 3-4

En el modelado, se realiza la idealización de las vigas, perpendiculares a las viguetas, como apoyos simples. Asimismo, se rigidizan los pequeños tramos adyacentes al apoyo, que representan todo el ancho de vigas. En los extremos, en donde no se tiene presencia de momentos flectores, se considerará un refuerzo mínimo de acero correspondiente ($1\emptyset 3/8''$). Ahora, con los momentos flectores hallados del programa y las fórmulas planteadas en el capítulo de fundamentos del diseño en concreto armado, se determina el área de acero de refuerzo necesaria para cada momento planteado anteriormente.

Tabla 7.1 Cálculo de acero en losa aligerada

	TRAMO 1		TRAMO 2			TRAMO 3	
Mu (ton*m)	0.67	-0.55	-0.69	-0.38	-0.69	-0.55	0.67
d (cm)	17	17	17	17	17	17	17
bw (cm)	40	10	10	10	10	10	40
As mín. (cm ²)	0.41	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	0.41
Asb (cm ²)	9.99	3.61	3.61	3.61	3.61	3.61	9.99
As máx. (cm ²)	7.49	2.71	2.71	2.71	2.71	2.71	7.49
a (cm)	0.62	2.15	2.75	1.45	2.75	2.15	0.62
As requerido (cm ²)	1.06	0.91	1.17	0.62	1.17	0.91	1.06

La Tabla 7.1 permite determinar el diámetro de acero necesario a partir del área de acero requerida. A continuación, se muestran estos valores escogidos para cada caso.

- As requerido = 1.06 cm² → $2\emptyset 3/8''$
- As requerido = 0.91 cm² → $1\emptyset 1/2''$
- As requerido = 1.17 cm² → $1\emptyset 1/2''$
- As requerido = 0.62 cm² → $1\emptyset 1/2''$ (Para cumplir con As mínimo)

Finalmente, se deja notar que el acero mínimo negativo es mayor en comparación al acero requerido en ciertos tramos. Por ello, de acuerdo a las consideraciones de la Norma E-060, para satisfacer esta condición y para los casos en los que se requiera, se utilizará este valor mínimo para el diseño.

7.1.2 Diseño por cortante

Las viguetas, a diferencia de las vigas y columnas, no poseen estribos. La fuerza cortante reside netamente en la sección. De acuerdo a la norma E-060, la resistencia al corte del concreto está dada por la formula siguiente.

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d \quad (7-1)$$

Es preciso aclarar que, para techos aligerados, la norma permite aumentar en 10% la capacidad de resistencia del concreto. De esta manera, la formula quedaría como se muestra a continuación:

$$V_c = 1.1 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d \quad (7-2)$$

Ahora, siempre que la cortante obtenida del cálculo (V_u) sea mayor a la resistencia del concreto (V_c) multiplicada por su factor de reducción por corte ($\phi = 0.85$), será necesaria la colocación de ensanches. Este procedimiento consiste en aumentar la sección de la vigueta cercana al apoyo, de tal manera que la sección en T se convierta en una sección rectangular más grande. Existen dos tipos de ensanche: el alternado y el corrido. Estos solo se diferencian en el tamaño de la nueva sección de la vigueta. El primero, el cual implica quitar un ladrillo, aumenta a 25 centímetros el espesor del alma y, el segundo, el cual implica quitar dos ladrillos, aumenta a 40 centímetros el espesor del alma. La elección de cada uno dependerá de la fuerza cortante necesaria faltante para cumplir con la condición inicial. Si aún con el ensanche no se cumple la condición, será necesario aumentar el espesor de losa o la resistencia del concreto.

$$V_u > \phi V_c \text{ (condición de ensanche)} \quad (7-3)$$

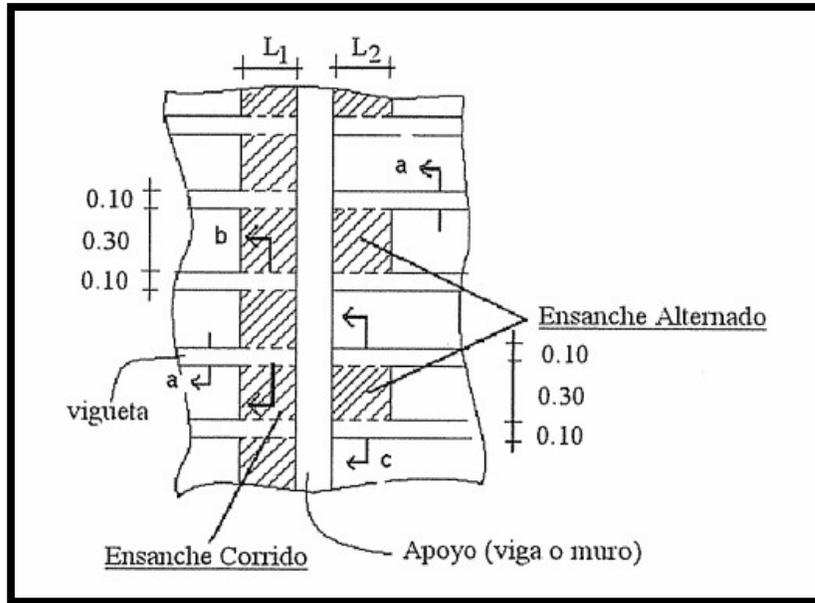


Figura 7.3 Vista en planta de los ensanches corridos y alternados
Fuente: Apuntes del curso "Concreto Armado I" – Gianfranco Ottazzi Pasino

Plantado lo anterior, se procede a construir la envolvente de fuerzas cortantes para la vigueta ubicada entre los ejes 3 y 4 (ver Figura 7.4).

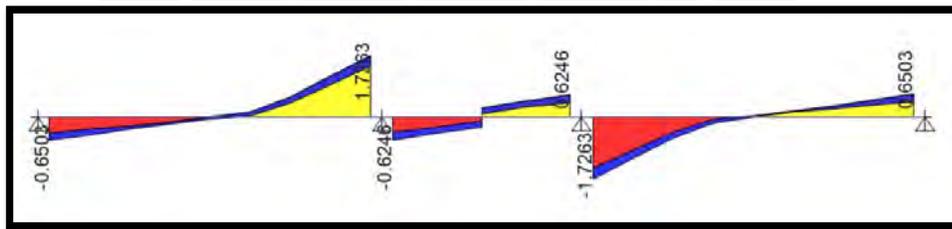


Figura 7.4 Envolvente de fuerzas cortantes de la vigueta ubicada entre los ejes 3-4

Los valores de la figura anterior son remplazados en la Tabla 7.2 para la corroboración de necesidad de ensanches.

Tabla 7.2 Cálculo de ensanches

	Tramo1		Tramo2		Tramo3	
V_u (ton)	-0.65	1.73	-0.62	-0.62	-1.73	-0.65
ϕV_c (ton)	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22
¿Necesita ensanche?	NO	SI	NO	NO	SI	NO

De acuerdo a los resultados, es necesaria la utilización de ensanches en los extremos interiores de los tramos 1 y 3. Por ello, se opta por un ensanche alternado para cubrir los requerimientos de la fuerza cortante ($\phi V_c = 3.05 \text{ ton} > 1.72 \text{ ton}$).

7.1.3 Refuerzo por contracción y temperatura

De acuerdo a la norma E.060, se tiene cuantías mínimas para el correspondiente acero de contracción y temperatura en losas aligeradas.

Tabla 7.3 Cuantía de acero para fierro de contracción y temperatura
Fuente: Apuntes del curso “Concreto Armado I” – Gianfranco Ottazzi Pasino

Tipo de Barra	Cuantía (ρ)
Barras lisas	0.0025
Barras corrugadas con $f_y < 4200 \text{ kg/cm}^2$	0.002
Barras corrugadas o malla de alambre (liso o corrugado) de intersecciones soldadas, con $f_y \geq 4200 \text{ kg/cm}^2$	0.0018

Con las consideraciones de la tabla anterior y la losa aligerada propuesta, se opta por un fierro de contracción y temperatura de $\frac{1}{4}$ " cada 25 centímetros.

7.1.4 Corte de fierro

El corte del acero de refuerzo se determina a partir del criterio práctico (figura 7.5), derivado de experiencias anteriores y verificando su cumplimiento con lo descrito en el capítulo de fundamentos del diseño en concreto armado para el corte de fierro detallado en la figura 6.16.

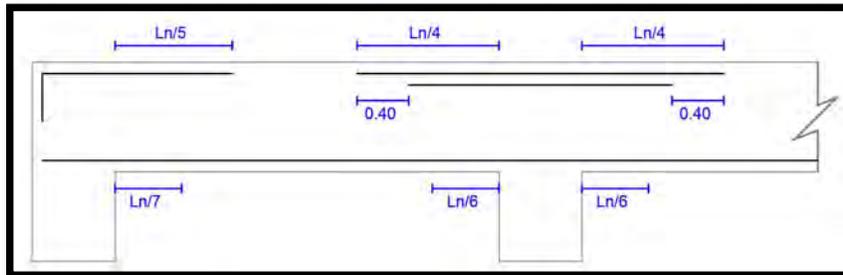


Figura 7.5 Método práctico para corte de fierro
Fuente: Apuntes del curso “Concreto Armado I” – Gianfranco Ottazzi Pasino

En el caso del ejemplo de análisis, dado que se tienen luces similares con cargas leves y casi uniformes, se aplica este criterio. El diseño de la losa aligerada en cuestión se muestra en la figura 7.6.

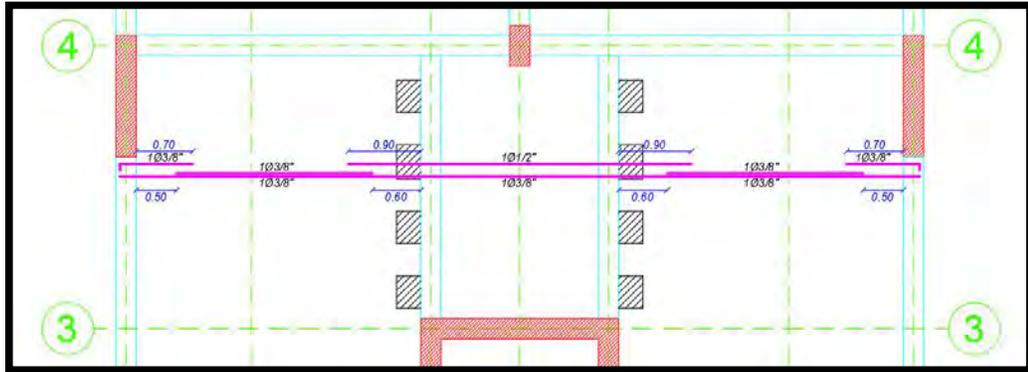


Figura 7.6 Diseño de losa aligerada ubicada entre los ejes 3 y 4

7.2 Losas macizas

Las losas macizas son estructuras horizontales planas de hormigón armado muy utilizadas en nuestro medio para la construcción de edificaciones. Usualmente se prefieren ante una losa aligerada en paños pequeños, que necesiten cargar un peso considerable en altura o para reducir el espesor de la losa. Asimismo, aportan brindando mayor rigidez al diafragma, lo cual ayuda si se tienen secciones del edificio menos anchas.

En el edificio propuesto, este tipo de losas se encuentran entre los ejes 4 y 5, y 6 y 7. Se ubicaron de esa manera debido a la necesidad de rigidizar el diafragma en esas secciones del edificio, ya que, como se ve en las Figuras 1.3 y 1.4, el ancho correspondiente a esos tramos se reduce de 10 a 4.78 metros.

Para determinar si la losa analizada será en una o dos direcciones, es necesario determinar la longitud de sus lados. De esta forma, si un lado es mayor al doble del otro, será una losa en una dirección, caso contrario, tendremos una losa en dos direcciones. En el caso estudiado, se tienen losas macizas en dos direcciones.

Para el diseño, se emplea el análisis por elementos finitos (mediante el modelamiento en ETABS) que determina las zonas más esforzadas debido a momentos flectores y fuerzas cortantes. El modelado en cuestión se puede observar en la Figura 7.7 (3D).

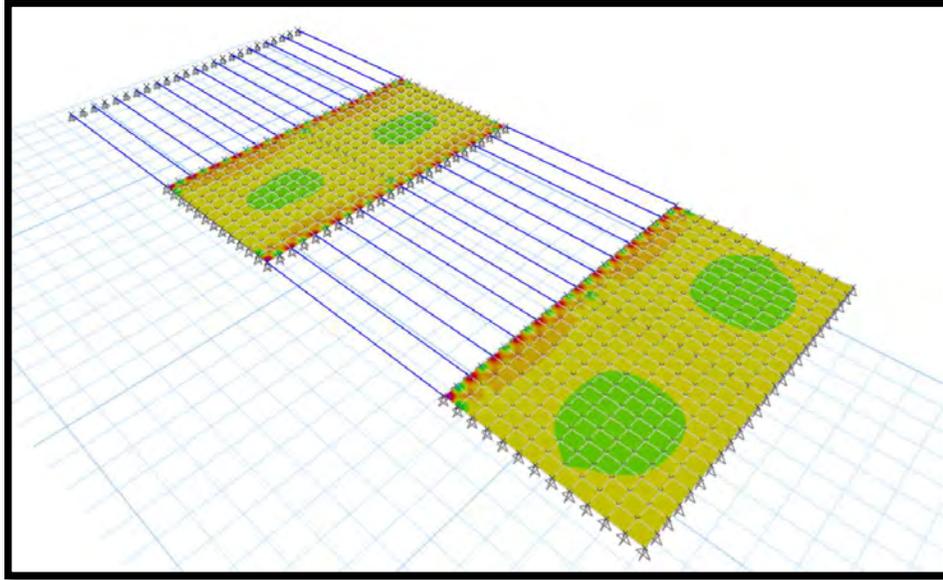


Figura 7.7 Modelado de la losa maciza (vista 3D)

7.2.1 Diseño por flexión

El análisis se realiza por metro de ancho y el espesor de la losa maciza es de 20 centímetros para los cuatro paños por piso presentados. Además, la cuantía mínima establecida por contracción y temperatura se obtiene de la Tabla 7.3. De esta manera, el acero mínimo es igual a 3.6 cm² como se muestra a continuación.

$$A_{s \text{ min}} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100 \times 20 = 3.6 \text{ cm}^2$$

Del modelado en ETABS, se obtienen los momentos actuantes en las direcciones XX e YY, los cuales son mayores en la losa ubicada entre los ejes 6 y 7 (de análisis). A continuación, se muestran los momentos obtenidos.

- Dirección XX: $M_{u+} = 0.21 \text{ ton.m}$ y $M_{u-} = 0.33 \text{ ton.m}$ (Figura 7.8)
- Dirección YY: $M_{u+} = 0.24 \text{ ton.m}$, $M_{u-} = 5.73 \text{ ton.m}$ y $M_{u-} = 4.32 \text{ ton.m}$ (Figura 7.9)

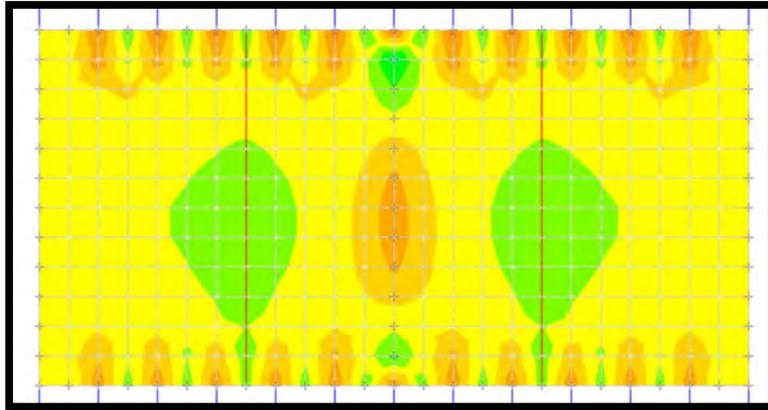


Figura 7.8 Diagrama de momentos flectores de la losa maciza en la dirección XX

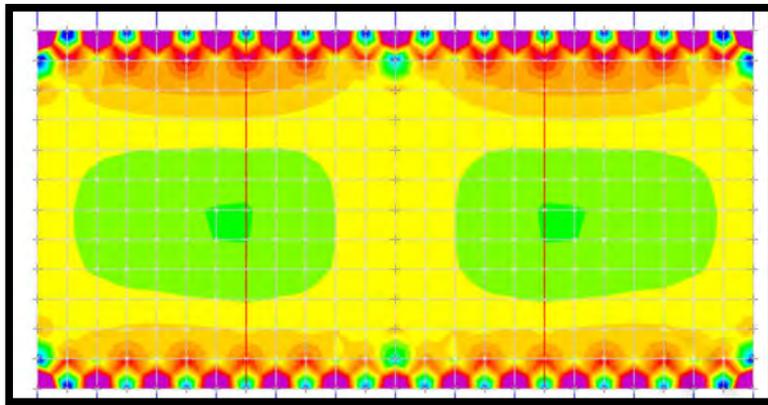


Figura 7.9 Diagrama de momentos flectores de la losa maciza en la dirección YY

Determinados los momentos actuantes, se coloca el enmallado de acero corrido superior e inferior que cumpla con el requerimiento de acero mínimo de temperatura previamente establecido (3.6 cm^2). De esta manera, para ambas mallas se coloca fierro de 8 milímetros espaciados cada 20 centímetros.

Definidos las mallas superior e inferior, es necesario verificar la resistencia del acero colocado para superar los momentos flectores actuantes en el elemento.

En la dirección XX, con la propia resistencia que aportan las mallas de acero de 8 mm, se cubren los requisitos por flexión, dado que el valor de ϕM_n supera el momento actuante positivo y negativo ($\phi M_n = 1.58 \text{ ton.m} > M_u = 0.33 \text{ ton.m}$ y 0.21 ton.m).

En la dirección YY, para el momento central positivo, no es necesario agregar más acero, dado que con el momento resistente del enmallado inferior se supera el momento actuante ($\phi M_{n+} = 1.58 \text{ ton.m} > M_{u+} = 0.24 \text{ ton.m}$). Para el primer momento negativo ($M_{u-} = 5.73 \text{ ton.m}$), ubicado en el eje 7, será necesario añadir bastones de 3/8" espaciados cada 20 centímetros (más el bastón de 1/2" de la vigueta que entra en la losa) para que el ϕM_n supere al momento actuante ($\phi M_n = 5.83 \text{ ton.m} > M_u = 5.73 \text{ ton.m}$). Para el segundo momento negativo ($M_{u-} = 4.32 \text{ ton.m}$), ubicado en el eje 6, será necesario añadir bastones de 3/8" espaciados cada 20 centímetros (más el bastón de 3/8" de la vigueta que entra en la losa), para que el ϕM_n supere al momento actuante ($\phi M_n = 4.93 \text{ ton.m} > M_u = 4.32 \text{ ton.m}$).

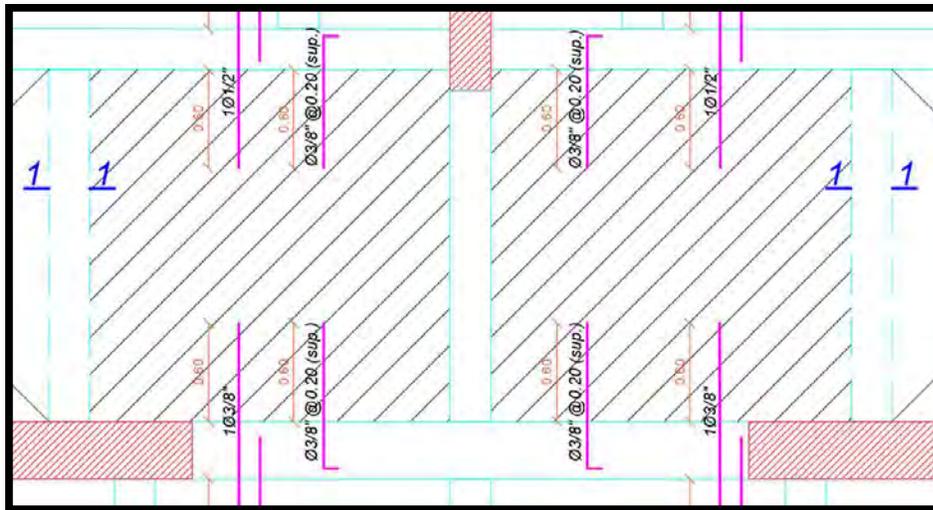


Figura 7.10 Detalle de armadura de acero de la losa maciza ubicada entre los ejes 6-7

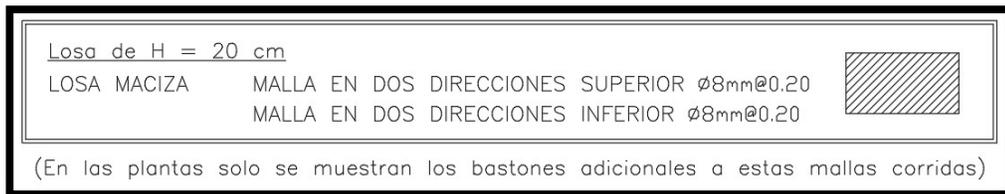


Figura 7.11 Acotación de enmallado de acero superior e inferior en plano para losa maciza

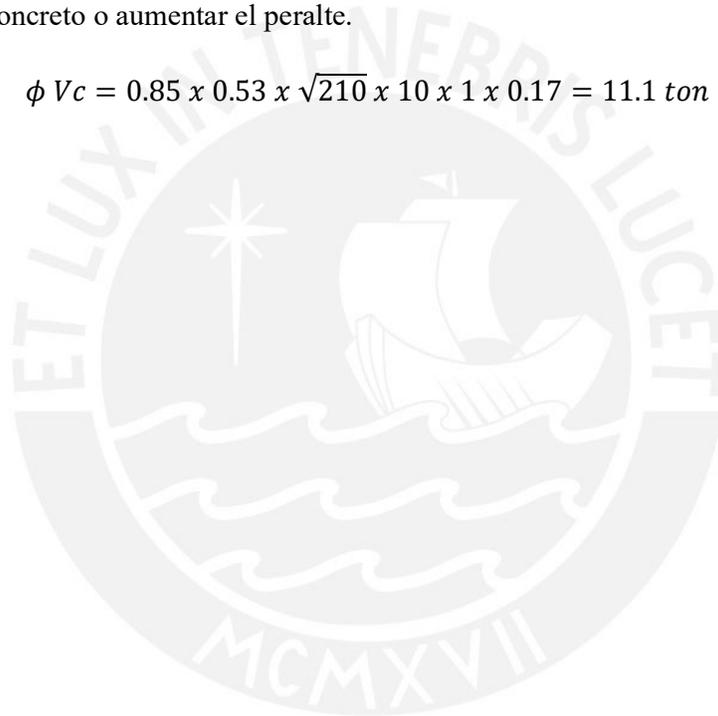
7.2.2 Diseño por cortante

El diseño por cortante se realiza de manera similar a la losa aligerada, pero, en este caso, no se amplifica la resistencia del concreto. Determinado esto, la formula seria la presentada a continuación.

$$\phi Vc = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times bw \times d \quad (7-4)$$

Realizando el cálculo, el valor de ϕVc resulta mucho mayor al valor de cortante último obtenido, que es igual 0.65 ton (del ETABS). En otras palabras, no es necesario aumentar la resistencia del concreto o aumentar el peralte.

$$\phi Vc = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 10 \times 1 \times 0.17 = 11.1 \text{ ton}$$



CAPÍTULO VIII: DISEÑO DE VIGAS

Las vigas son elementos lineales de concreto armado que trabajan a flexión y compresión. Estas sirven para transferir las cargas, de las losas o de otras vigas, a las placas y columnas. También permiten conformar pórticos con los elementos verticales anteriormente mencionados, de tal manera que, aporten rigidez lateral a la estructura. Dada su forma, en sus extremos, se acentúan los esfuerzos cortantes y, en su parte central, se producen efectos de tracción y compresión para las fibras inferior y superior respectivamente. Este último fenómeno se determina a partir de los diagramas de momentos obtenidos del cálculo.

Respecto a su peralte, este es un componente crucial en el diseño estructural, ya que influye directamente en la resistencia a la flexión, la capacidad de carga y la estabilidad del elemento. Una distancia vertical adecuada entre la parte superior e inferior de la viga ayuda a resistir las fuerzas gravitacionales, distribuir correctamente las cargas, reducir el riesgo de pandeo y mantener la integridad estructural, permitiendo así una distribución equilibrada de tensiones. Además, es preciso aclarar que, a diferencia de las losas, en las vigas, la fuerza sísmica es determinante y puede llegar a influir más que las cargas de gravedad.

A continuación, se presentan las combinaciones de cargas utilizadas y establecidas por la Norma Técnica E.060.

Tabla 8.1 Combinaciones de cargas para diseño de vigas
Fuente: Norma Técnica E.060 “Concreto Armado”

Combinaciones de carga
1.4CM+1.7CV
1.25CM+1.25CV+CS
1.25CM+1.25CV-CS
0.9CM+CS
0.9CM-CS

8.1 Diseño por flexión

Previo a iniciar con el diseño, se plantean las solicitaciones para un diseño sísmico. El capítulo 21 de la Norma E.060 plantea ciertos requerimientos para un comportamiento dúctil ante las fuerzas de sismo. En vista de que se tiene un sistema de muros estructurales, se expresa lo siguiente:

- Se debe colocar refuerzo corrido a lo largo de toda la viga. El refuerzo constará de dos barras en la zona superior y en la zona inferior. El acero empleado deberá ser mayor al mínimo.
- Evitar empalmes traslapados dentro de una zona localizada a dos veces el empalme del elemento, medido desde la cara del nudo.
- La resistencia a momento positivo en la cara del nudo será mayor que un tercio de la resistencia al momento negativo de la misma cara. La resistencia a momentos positivos o negativos deberá ser mayor a un cuarto de la máxima resistencia a momentos en la cara de cualquiera de los nudos.

Se tienen 2 geometrías diferentes para las secciones de las vigas, pero, para el presente ejemplo, se utiliza la más predominante en el proyecto (0.25 x 0.40). Por ello, utilizando las formulas 6-12, 6-13, 6-14 y 6-18 se determinan los valores correspondientes al acero máximo y mínimo de esta sección mostrados en la Tabla 8.2.

Tabla 8.2 Área de aceros máximo y mínimo para las vigas de 25x40

Mcr (ton*m)	1.93
ρ_{min} (%)	0.24
As min (cm ²)	2.04
ρ_b (%)	2.13
Asb (cm ²)	18.06
As max (cm ²)	13.55

Ahora, se realizará el diseño de una viga que ejemplifique el procedimiento realizado para el resto. La viga a diseñar será la ubicada en el eje D con sección de 0.25m x 0.40m.

Viga del eje D (V-07)

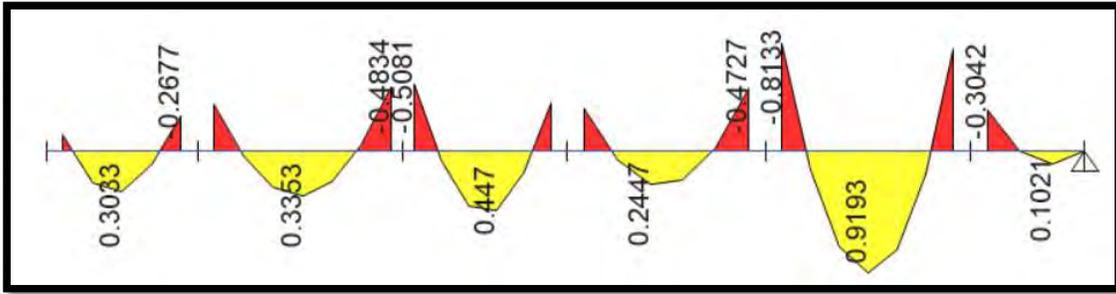


Figura 8.1 Diagrama de momentos flectores de la viga del eje D debido a la carga muerta

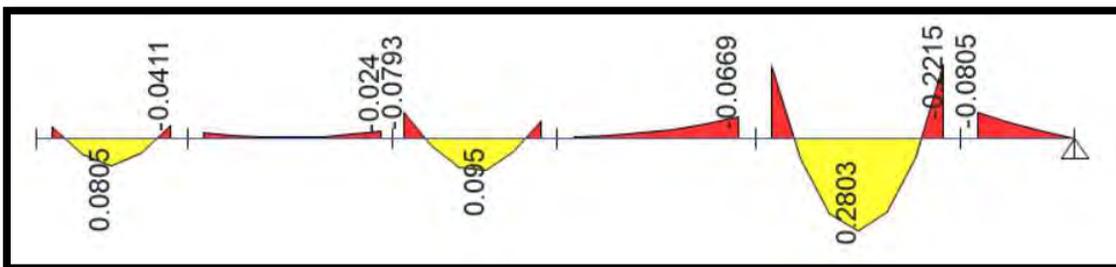


Figura 8.2 Diagrama de momentos flectores de la viga del eje D debido a la carga viva

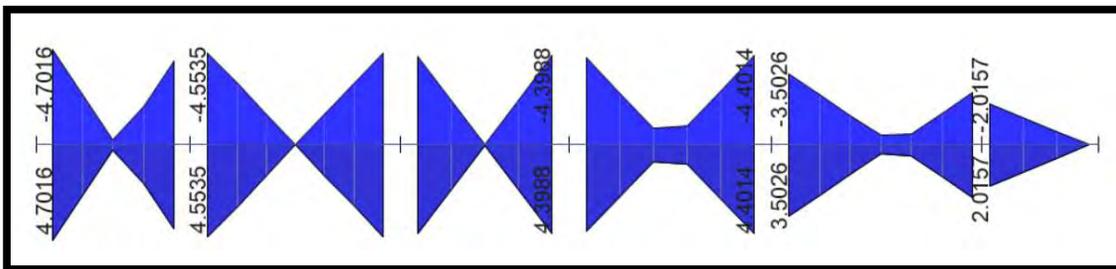


Figura 8.3 Diagrama de momentos flectores de la viga del eje D debido a la carga sísmica (dirección Y)

Con los momentos flectores determinados por cada tipo de carga, se procede a realizar la combinación de las mismas de acuerdo a la tabla 8.1. Los valores máximos del total de las combinaciones son escogidos para la envolvente de momento flectores y para el diseño de la viga. Los resultados obtenidos se muestran en la tabla 8.3, 8.4 y 8.5.

Tabla 8.3 Combinaciones de cargas y envolvente de momento flectores de tramos 4-5 y 5-6

	TRAMO 4-5			TRAMO 5-6		
	MOM -	MOM +	MOM -	MOM -	MOM +	MOM -
DEAD	-0.12	0.30	-0.27	-0.35	0.34	-0.48
LIVE	-0.04	0.08	-0.04	-0.03	0.00	-0.04
SISMO	-4.70		-4.14	-4.56		-4.55
1.4CM+1.7CV	-0.23	0.56	-0.44	-0.54	0.47	-0.74
1.25CM+1.25CV+SD	-4.90	0.48	-4.53	-5.03	0.42	-5.20
1.25CM+1.25CV-SD	4.50	0.48	3.76	4.09	0.42	3.90
0.9CM+SD	-4.81	0.27	-4.38	-4.87	0.30	-4.99
0.9CM-SD	4.59	0.27	3.90	4.25	0.30	4.11
ENVOLVENTE -	-4.90	0.56	-4.53	-5.03	0.47	-5.20
ENVOLVENTE +	4.59	0.56	3.90	4.25	0.47	4.11

Tabla 8.4 Combinaciones de cargas y envolvente de momento flectores de tramos 6-7 y 7-8

	TRAMO 6-7			TRAMO 7-8		
	MOM -	MOM +	MOM -	MOM -	MOM +	MOM -
DEAD	-0.51	0.45	-0.36	-0.32	0.24	-0.47
LIVE	-0.08	0.10	-0.05	-0.01	-0.03	-0.07
SISMO	-4.37		-4.40	-4.28		-4.40
1.4CM+1.7CV	-0.85	0.79	-0.60	-0.46	0.29	-0.78
1.25CM+1.25CV+SD	-5.11	0.68	-4.92	-4.70	0.27	-5.08
1.25CM+1.25CV-SD	3.64	0.68	3.88	3.87	0.27	3.73
0.9CM+SD	-4.83	0.40	-4.73	-4.57	0.22	-4.83
0.9CM-SD	3.92	0.40	4.07	3.99	0.22	3.98
ENVOLVENTE	-5.11	0.79	-4.92	-4.70	0.29	-5.08
ENVOLVENTE +	3.92	0.79	4.07	3.99	0.29	3.98

Tabla 8.5 Combinaciones de cargas y envolvente de momento flectores de tramos 8-9 y 9-10

	TRAMO 8-9			TRAMO 9-10		
	MOM -	MOM +	MOM -	MOM -	MOM +	MOM -
DEAD	-0.81	0.92	-0.77	-0.30	0.10	
LIVE	-0.22	0.28	-0.22	-0.08	-0.03	
SISMO	-3.50		-2.58	-2.02		
1.4CM+1.7CV	-1.51	1.76	-1.45	-0.56	0.09	0.00
1.25CM+1.25CV+SD	-4.79	1.50	-3.81	-2.50	0.09	0.00
1.25CM+1.25CV-SD	2.21	1.50	1.35	1.53	0.09	0.00
0.9CM+SD	-4.23	0.83	-3.27	-2.29	0.09	0.00

0.9CM-SD	2.77	0.83	1.89	1.74	0.09	0.00
ENVOLVENTE	-4.79	1.76	-3.81	-2.50	0.10	0.00
ENVOLVENTE +	2.77	1.76	1.89	1.74	0.09	0.00

Determinados los valores de la envolvente de momentos flectores, se procede a realizar el diseño en concreto armado según las formulas 6-9, 6-10 y 6-11. Los resultados de cada tramo se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 8.6 Calculo de acero requerido para la viga del eje D (V-07)

	Mu (ton*m)	a (cm)	Asrequerido (cm2)	As colocado (ϕ)	As colocado (cm2)	Mn (ton*m)	ϕ*Mn (ton*m)
TRAMO 4-5	4.90	3.80	4.04	2 ϕ 5/8"	4.000	5.40	4.86
	0.56	0.41	0.44	2 ϕ 5/8"	4.000	5.40	4.86
	4.53	3.50	3.71	3 ϕ 5/8"	6.000	7.86	7.07
TRAMO 5-6	5.03	3.91	4.15	3 ϕ 5/8"	6.000	7.86	7.07
	0.47	0.35	0.37	2 ϕ 5/8"	4.000	5.40	4.86
	5.20	4.05	4.30	3 ϕ 5/8"	6.000	7.86	7.07
TRAMO 6-7	5.11	3.97	4.22	3 ϕ 5/8"	6.000	7.86	7.07
	0.79	0.58	0.62	2 ϕ 5/8"	4.000	5.40	4.86
	4.92	3.82	4.06	2 ϕ 5/8"	4.000	5.40	4.86
TRAMO 7-8	4.70	3.63	3.86	2 ϕ 5/8"	4.000	5.40	4.86
	0.29	0.21	0.23	2 ϕ 5/8"	4.000	5.40	4.86
	5.08	3.95	4.19	3 ϕ 5/8"	6.000	7.86	7.07
TRAMO 8-9	4.79	3.71	3.94	3 ϕ 5/8"	6.000	7.86	7.07
	1.76	1.32	1.40	2 ϕ 5/8"	4.000	5.40	4.86
	3.81	2.92	3.10	2 ϕ 5/8"	4.000	5.40	4.86
TRAMO 9-10	2.50	1.88	2.00	2 ϕ 5/8"	4.000	5.40	4.86
	0.10	0.07	0.08	2 ϕ 5/8"	4.000	5.40	4.86
	0.00	0.00	0.00	2 ϕ 5/8"	4.000	5.40	4.86

Como se deja notar en la Tabla 8.6, los valores obtenidos se encuentran dentro del rango de los aceros máximo y mínimo, lo que supone que los aceros longitudinales planteados son correctos. Para terminar con la viga del eje D, se realiza la corroboración del capítulo 21 de la Norma E.060.

- Se cumple con el requisito de las barras longitudinales corridas: $2\phi 5/8''$ superior y $2\phi 5/8''$ inferior.
- Se cumple que la resistencia a momentos positivos en cada nudo (ϕM_n de $2\phi 5/8'' = 4.86$ ton.m) es mayor a la tercera parte de la resistencia a momentos negativos del mismo nudo ($\phi M_n/3$ de $3\phi 5/8'' = 2.36$ ton.m)
- Se cumple que la resistencia a momentos positivos y negativos en cualquier punto (ϕM_n de $2\phi 5/8'' = 4.86$ ton.m) es mayor a la cuarta parte de la resistencia máxima en cualquiera de los nudos ($\phi M_n/4$ de $3\phi 5/8'' = 1.77$ ton.m)

8.2 Diseño por cortante

El diseño por cortante permitirá determinar la cantidad de estribos y su espaciamiento, de tal forma que se cumplan los requerimientos de corte.

Asimismo, al igual que para el diseño en flexión, el capítulo 21 de la Norma E.060, referido a las disposiciones especiales para el diseño sísmico para edificios con sistema resistente de fuerzas laterales de muros estructurales o dual tipo I, plantea ciertos requisitos para su cumplimiento. De esta forma, al ser un sistema de muros estructurales, se expresa lo siguiente:

El valor de V_u deberá ser mayor al menor de los valores obtenidos en (a) y en (b).

a) La suma del cortante asociado con el desarrollo de los momentos nominales (M_n) del elemento en cada extremo restringido de la luz libre y el cortante isostático calculado para las cargas de gravedad tributarias amplificadas. Cabe recalcar que se consideran los dos casos: Momento nominal izquierda positivo con Momento nominal derecha negativa y Momento nominal derecha Positivo con Momento nominal izquierda negativa.

$$w_u = 1.25 \times (w_m + w_v) \quad (8-1)$$

$$V_u = \frac{M_{nd} + M_{ni}}{l_n} + \frac{w_u \times l_n}{2} \quad (8-2)$$

- b) El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño amplificado en 2.5.

Se deben disponer, en ambos extremos, de estribos cerrados de confinamiento en distancias iguales al doble del peralte del elemento medido desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz. Asimismo, el primer estribo cerrado de confinamiento debe disponerse a menos de 10 centímetros de la cara del elemento de apoyo. Por otro lado, se tendrán, como mínimo, estribos de 8 mm de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8" de diámetro, de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" de diámetro y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento debe ser menor o igual que (a), (b), (c) y (d):

- $d/4$, pero no es necesario que el espaciamiento sea menor de 15 cm.
- Diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro
- 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento
- 30 cm.

En la zona central, los estribos deben estar espaciados a no más de $0.5d$. Asimismo, En todo el elemento, la separación de los estribos, no deberá ser mayor que la requerida por fuerza cortante.

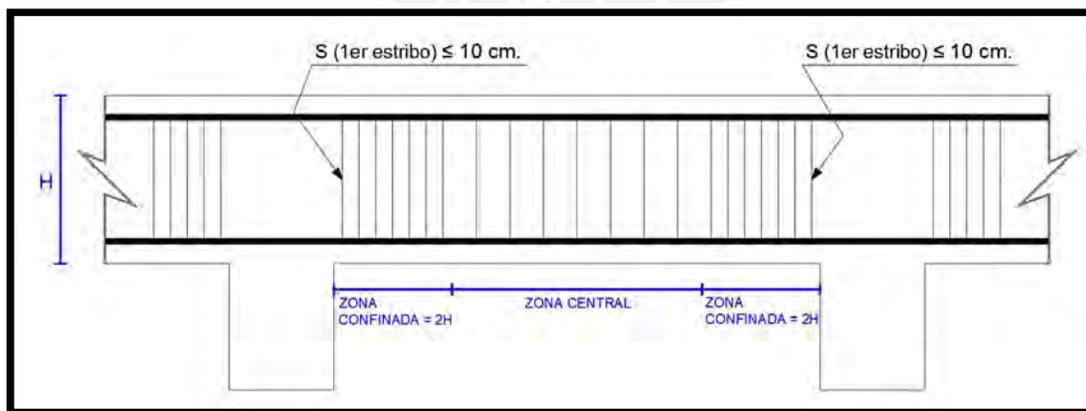


Figura 8.4 Requerimientos de estribos en vigas según capítulo 21 de la Norma E.060
Fuente: Norma Técnica E.060 "Concreto Armado"

Expresado lo anterior, se procede a detallar el diseño por cortante de la viga del eje D (V-07).

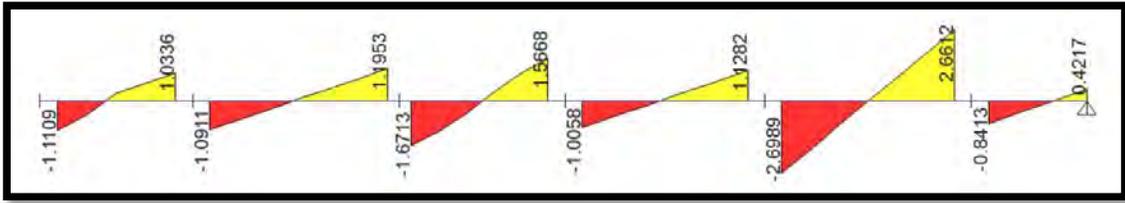


Figura 8.5 Diagrama de fuerzas cortantes de la viga del eje D debido a la carga muerta

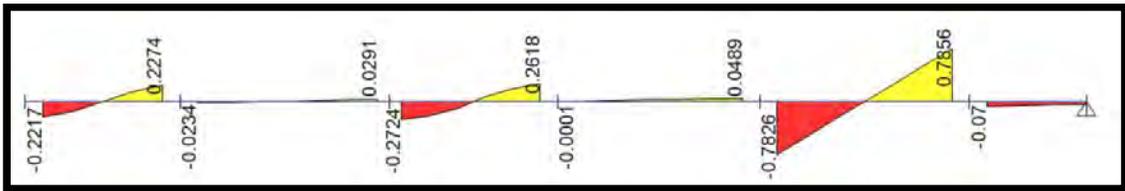


Figura 8.6 Diagrama de fuerzas cortantes de la viga del eje D debido a la carga viva

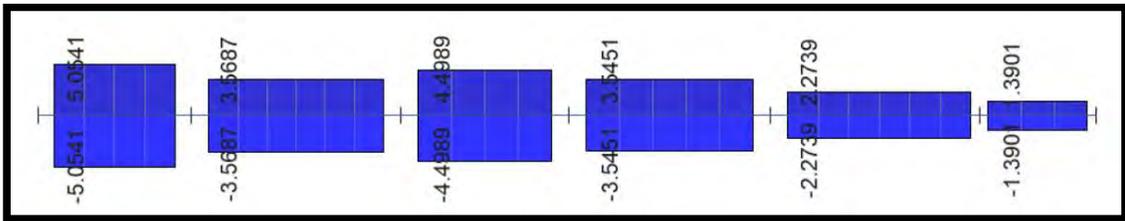


Figura 8.7 Diagrama de fuerzas cortantes de la viga del eje D debido a la carga sísmica en la dirección Y

El cálculo para determinar el espaciamiento de los estribos se basa en la formula mostrada a continuación.

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad (8-3)$$

Donde:

- $V_c = 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b \times d = 0.53 \times \sqrt{210} \times 25 \times 34 \times 10^{-3} = 6.53 \text{ ton}$
- $\phi = 0.85$ (solicitud de cortante)
- Estribos de 8mm $\rightarrow A_v = 0.50 \times 2 = 1.00 \text{ cm}^2$

Tabla 8.7 Combinaciones de cargas y envolvente de fuerzas cortantes de tramos 4-5 y 5-6

	TRAMO 4-5		TRAMO 5-6	
	CORT	CORT	CORT	CORT
CARGA MUERTA	-1.11	1.03	-1.09	1.20
CARGA VIVA	-0.22	0.22	-0.02	0.03
SISMO	-5.05	5.05	-3.57	3.57
1.4CM+1.7CV	-1.94	1.82	-1.56	1.72
1.25CM+1.25CV+SD	-6.72	6.62	-4.96	5.10
1.25CM+1.25CV-SD	3.39	-3.49	2.18	-2.04
0.9CM+SD	-6.05	5.98	-4.55	4.64
0.9CM-SD	4.06	-4.13	2.59	-2.49
ENVOLVENTE	-6.72	6.62	-4.96	5.10

Tabla 8.8 Combinaciones de cargas y envolvente de fuerzas cortantes de tramos 6-7 y 7-8

	TRAMO 6-7		TRAMO 7-8	
	CORT	CORT	CORT	CORT
CARGA MUERTA	-1.67	1.57	-1.01	1.13
CARGA VIVA	-0.27	0.26	0.00	0.05
SISMO	-4.50	4.50	-3.55	3.55
1.4CM+1.7CV	-2.80	2.64	-1.41	1.66
1.25CM+1.25CV+SD	-6.93	6.78	-4.80	5.01
1.25CM+1.25CV-SD	2.07	-2.21	2.29	-2.08
0.9CM+SD	-6.00	5.91	-4.45	4.56
0.9CM-SD	2.99	-3.09	2.64	-2.53
ENVOLVENTE	-6.93	6.78	-4.80	5.01

Tabla 8.9 Combinaciones de cargas y envolvente de fuerzas cortantes de tramos 8-9 y 9-10

	TRAMO 8-9		TRAMO 9-10	
	CORT	CORT	CORT	CORT
CARGA MUERTA	-2.70	2.66	-0.84	0.42
CARGA VIVA	-0.78	0.79	-0.07	-0.04
SISMO	-2.27	2.27	-1.39	1.39
1.4CM+1.7CV	-5.11	5.06	-1.30	0.52
1.25CM+1.25CV+SD	-6.63	6.58	-2.53	1.87
1.25CM+1.25CV-SD	-2.08	2.03	0.25	-0.91
0.9CM+SD	-4.70	4.67	-2.15	1.77
0.9CM-SD	-0.16	0.12	0.63	-1.01
ENVOLVENTE	-6.63	6.58	-2.53	1.87

Aplicando las fórmulas 6-23, 6-24 y 8-3, se determinan los espaciamientos (S) necesarios para cada combinación de cargas. En las tablas 8.10 y 8.11 se muestran los respectivos resultados para cada caso.

Tabla 8.10 Calculo de espaciamiento de estribos (S) de los tramos 4-5, 5-6 y 6-7

	TRAMO 4-5		TRAMO 5-6		TRAMO 6-7	
Vu (ton)	6.72	6.62	4.96	5.10	6.93	6.78
Vc (ton)	6.53	6.53	6.53	6.53	6.53	6.53
Vs (ton)	1.38	1.26	-0.70	-0.53	1.62	1.45
S (cm)	103.48	113.40	-	-	88.19	98.23

Tabla 8.11 Calculo de espaciamiento de estribos (S) de los tramos 7-8, 8-9 y 9-10

	TRAMO 7-8		TRAMO 8-9		TRAMO 9-10	
Vu (ton)	4.80	5.01	6.63	6.58	2.53	1.87
Vc (ton)	6.53	6.53	6.53	6.53	6.53	6.53
Vs (ton)	-0.88	-0.63	1.27	1.22	-3.55	-4.33
S (cm)	-	-	112.75	117.46	-	-

Respecto a las tablas 8.10 y 8.11, se deja notar que varias combinaciones de cargas no necesitan estribos, debido a que la resistencia propia del concreto es suficiente. En los otros casos, los espaciamientos calculados resultan muy grandes, por lo que, corresponderá utilizar el espaciamiento mínimo de acuerdo a las ecuaciones 6-27, 6-28.

$$1.1 * \sqrt{210} * (25 * 34) = 13.55 \text{ ton} > Vs \text{ (para todos los casos)} \rightarrow S \leq 0.60m. \text{ o } 0.17m.$$

A partir del resultado obtenido, se determina que el espaciamiento mínimo es igual a S = 15 centímetros. Del mismo modo, corresponde verificar el cumplimiento del área de los estribos con las ecuaciones 6-30 y 6-31.

$$Av \text{ min} = 0.2 * \sqrt{210} * 25 * 15 / 4200 = 0.26 \text{ cm}^2 < 1.00 \text{ cm}^2 \text{ (cumple)}$$

$$Av \text{ min} = 3.5 * 25 * 15 / 4200 = 0.31 \text{ cm}^2 < 1.00 \text{ cm}^2 \text{ (cumple)}$$

Ahora corresponde verificar el cumplimiento de los requisitos del capítulo 21 de la Norma E.060 detallados anteriormente.

- a) Se determina el valor de V_u a partir de los momentos nominales y las cargas de las imágenes 4.6 y 4.7. Los resultados se muestran en la tabla 8.12.

Tabla 8.12 Calculo de V_u a partir de los momentos nominales según el capítulo 21 de la norma E.060

TRAMO	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10
Mom nominal izq.	5.40	7.86	7.86	5.40	7.86	5.40
Mom nominal der.	7.86	7.86	5.40	7.86	5.40	5.40
L_n	1.75	2.63	2.03	2.45	2.68	1.45
W_m	2.03	0.87	2.11	0.87	2.10	0.87
W_v	0.42	0.02	0.45	0.02	0.62	0.02
$W_{servicio}$	2.45	0.89	2.56	0.89	2.72	0.89
$W_u = 1.25 W_{servicio}$	3.06	1.11	3.20	1.11	3.40	1.11
V_u	10.26	7.45	9.79	6.78	9.50	8.26

- b) Se amplifica el valor de V_u por 2.5 como se muestra en la tabla 8.13.

Tabla 8.13 Amplificación de V_u por 2.5 según capítulo 21 de la norma E.060

TRAMO	TRAMO 4-5		TRAMO 5-6		TRAMO 6-7		TRAMO 7-8		TRAMO 8-9		TRAMO 9-10	
V_u (ton)	6.72	6.62	4.96	5.10	6.93	6.78	4.80	5.01	6.63	6.58	2.53	1.87
$2.5 \times V_u$ (ton)	16.81	16.55	12.39	12.75	17.31	16.96	12.01	12.54	16.56	16.46	6.32	4.66

De las tablas 8.12 y 8.13 se determinan los menores valores de V_u , en cada caso, para el cálculo del espaciamiento (S) según como se muestran en la tabla 8.14.

Tabla 8.14 Cálculo de espaciamiento de estribos (S) según capítulo 21 de la norma E.060

TRAMO	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10
V_u (ton)	10.26	7.45	9.79	6.78	9.50	4.66
V_c (ton)	6.53	6.53	6.53	6.53	6.53	6.53
V_s (ton)	5.54	2.24	4.99	1.44	4.65	-1.04
S (cm)	25.78	63.83	28.61	98.86	30.72	-

Los resultados obtenidos muestran espaciamientos mayores al mínimo requerido, por lo que se utilizará este último para el diseño ($S = 15\text{cm}$).

Por otro lado, respecto a los requerimientos en la zona de confinamiento ($2 \times H = 2 \times 40 = 80$ centímetros), se determinan los espaciamientos y se toma el mínimo de ellos como se observa en la tabla mostrada a continuación.

Tabla 8.15 Espaciamiento de estribos en zona confinada
Fuente: Norma Técnica E.060 "Concreto Armado"

d/4 (cm)	8.50
10 db (5/8")	15.88
24 db (3/8")	19.20
30 cm	30.00

De la tabla 8.15, se determina que el espaciamento escogido es el 8.50 cm para la zona confinada, pero la misma norma permite que este valor no sea necesariamente menor a 15 centímetros, por lo que el valor final a utilizar es el de $S = 15\text{cm}$. Finalmente, la distribución de estribos de 8mm queda de la siguiente forma: 1@0.05, Rto. @0.15.

8.3 Corte de fierro

Los criterios para el corte de fierro se detallan en la figura 6.16. Asimismo, las longitudes de anclaje, para un $f'c = 210\text{ kg/cm}^2$, se puntualizan en la tabla 6.2. A continuación, se determinará el corte de fierro para el tramo 5-6 de la viga V-07 de análisis.

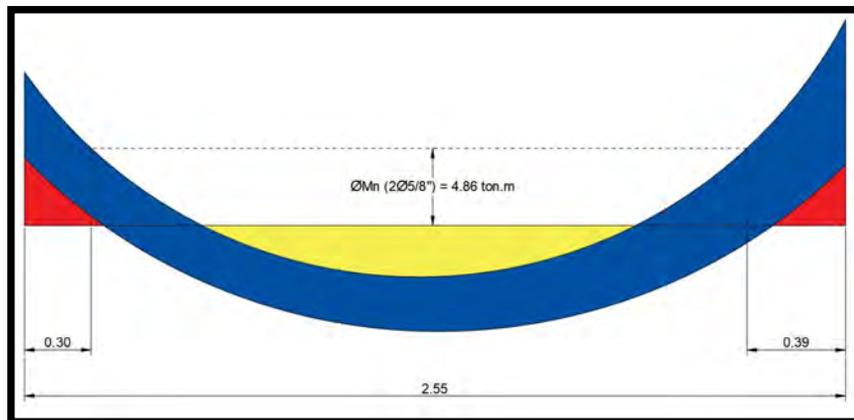


Figura 8.8 Ubicación de la resistencia de las 2 barras de 5/8" corridas

En la figura 8.8, se observa que la resistencia, que cubren los dos fierros corridos de 5/8" de diámetro, tiene un límite en cada de extremo de 0.35 metros y 0.39 metros hasta antes de llegar al eje. Estos valores deben reducirse a la cara del elemento, de tal forma que, para el lado izquierdo, sería $0.35 - 0.25 = 0.10$ metros y, para el lado derecho, sería $0.39 - 0.25 = 0.14$ metros. De acuerdo a lo expuesto en el capítulo de fundamentos del diseño en concreto armado, a estos resultados se les debe sumar 12 veces el diámetro de la varilla mayor o el peralte efectivo (d). El primer valor resulta igual a 12×1.59 (diámetro de fierro de 5/8") = 19.08 centímetros y el segundo es igual a $d = 34$ centímetros. Finalmente, para el lado izquierdo, el corte sería a $0.10 + 0.34 = 0.44 \approx 0.45$ metros de la cara, mientras que, para el lado derecho, a $0.14 + 0.34 = 0.48 \approx 0.50$ metros de la cara.

Para realizar la uniformización del corte del fierro, se utilizará el método practico (figura 7.5), derivado de experiencias anteriores y verificado por el análisis corte de fierro de la Figura 6.16. Entonces, para el caso del tramo 8-9 de la viga V-07, el corte estaría determinado por la relación $l_n/4$. Sin embargo, debido a que la viga cuenta con responsabilidad sísmica dados los grandes momentos flectores de sismo que posee, se utiliza la relación $l_n/3$, lo cual, finalmente, nos da un valor de 0.85 metros para cada lado. Este procedimiento se realiza para toda la viga en análisis y el diseño final de esta es el mostrado en la figura 8.9.

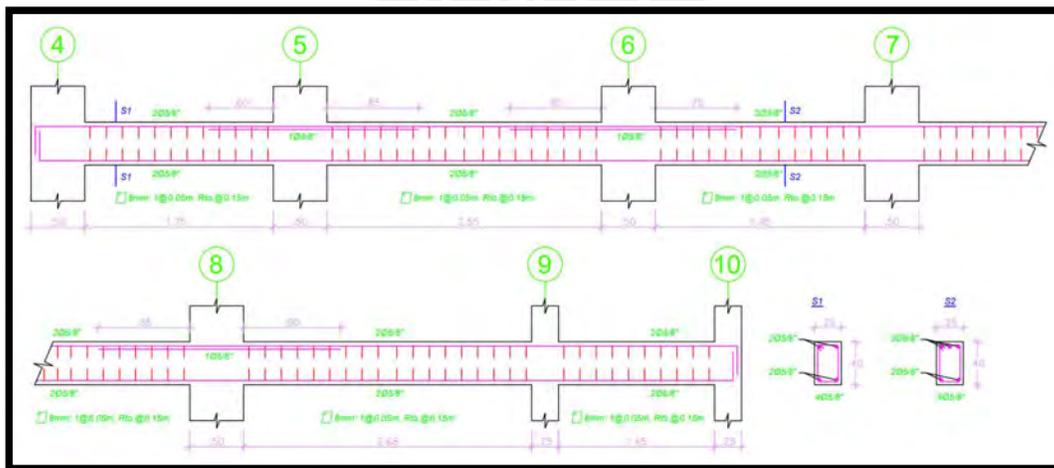


Figura 8.9 Diseño final de viga V-07

CAPÍTULO IX: DISEÑO DE COLUMNAS

Las columnas son elementos de concreto armado que se encargan de transmitir las cargas, provenientes de las losas y vigas, a las cimentaciones. Estas son sometidas a flexocompresión y a fuerza cortante.

Al igual que las vigas, las columnas también soportan cargas de sismo, por lo que, teniendo en cuenta que se está diseñando un edificio de muros estructurales, se deben respetar las disposiciones del capítulo 21 de la Norma E.060.

9.1 Diseño por flexocompresión

El análisis por flexocompresión se realiza analizando el diagrama de interacción de la sección transversal generada a partir de un arreglo de varillas de acero propuesto. Este criterio implica ubicar, en la misma gráfica, los puntos generados por las combinaciones de la Tabla 8.1, de tal manera que, todos ellos se encuentren dentro del diagrama de interacción. Caso contrario, se requerirá aumentar la sección de las varillas o su cantidad hasta que satisfaga la condición propuesta.

Previo a los ejemplos prácticos, es necesario plantear los parámetros utilizados para la determinación de los aceros mínimos y máximos. Respecto de las columnas, la Norma E.060 plantea una cuantía mínima del 1% y una cuantía máxima de 6%, pero se recomienda no excederse del 4%, ya que implicaría un congestionamiento del acero, que podría afectar al vaciado del concreto. En caso de excederse de este parámetro, se debe especificar el armado a realizar en la unión con las vigas.

Ahora, se procederá a mostrar el procedimiento de cálculo de la columna ubicada entre el eje 7 y D.

Columna entre el eje 7 y D (C-02)

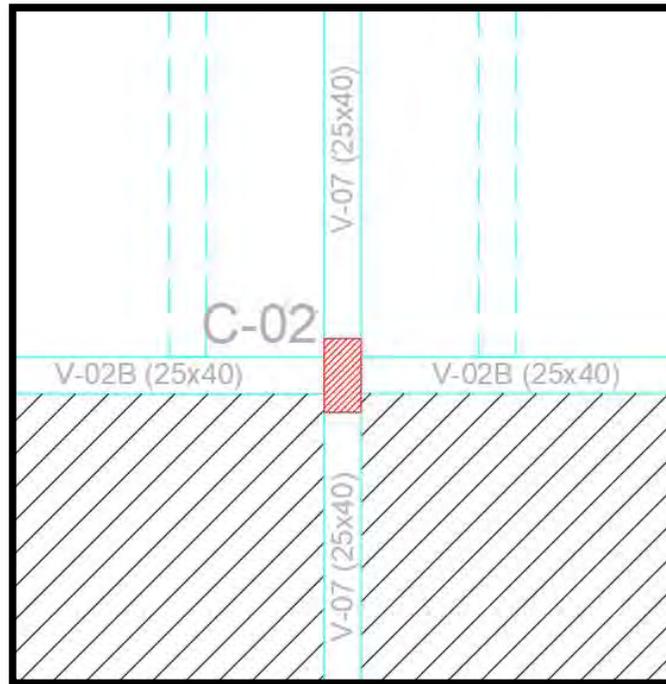


Figura 9.1 Columna C-02 ubicada entre el eje 7 y D

En la Figura 9.1, se muestra la columna C-02 a analizar, la cual tiene una sección de 25x50 centímetros. De acuerdo a los criterios planteados, se muestra, en la Tabla 9.1, el acero mínimo, máximo y la configuración de acero propuesta para generar el diagrama de interacción. Esta última se observa en la figura 9.2.

Tabla 9.1 Aceros mínimo, máximo, recomendado y propuesta de la columna de 25x50 cm²

C25X50		
As	φ Acero	Area (cm ²)
As min (1%)	-	12.5
As max (6%)	-	75
As max recomendado (4%)	-	50
Configuración propuesta	8φ5/8	16

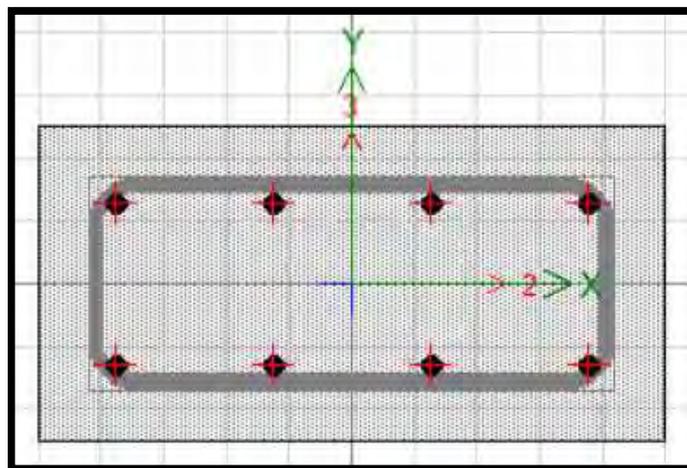


Figura 9.2 Configuración de acero propuesta para la columna C-02 ubicada entre el eje 7 y

D

Con el acero propuesto y el programa ETABS, se generan los puntos del diagrama de interacción mediante la tabulación mostrada en las tablas 9.2 y 9.3 considerando que las direcciones 2 y 3 (locales de la columna) representan las direcciones “X” y “Y” respectivamente. Asimismo, se obtienen los valores de momentos flectores y fuerzas cortantes actuantes para la columna propuesta (Tabla 9.4), ya que, estos, al momento de realizar las combinaciones de las tablas 9.5 y 9.6, representan los puntos dentro del diagrama de interacción, es decir, las cargas soportadas por la configuración propuesta. Los diagramas de interacción junto con dichos puntos se muestran en las Figuras 9.3 y 9.4 para el sismo en dirección XX y, en las figuras 9.5 y 9.6 para el sismo en dirección YY.

Tabla 9.2 Tabulación de valores para M33 (C-02)

# Tabulación	P (ton)	M3 (ton.m)	P (ton)	M3 (ton.m)
1	161.15	0.00	161.15	0.00
2	161.15	4.78	161.15	-4.78
3	160.51	7.32	160.51	-7.32
4	144.74	9.53	144.74	-9.53
5	128.19	11.32	128.19	-11.32
6	111.04	12.70	111.04	-12.70
7	91.79	13.77	91.79	-13.77
8	70.10	14.60	70.10	-14.60

9	54.72	14.26	54.72	-14.26
10	37.65	13.68	37.65	-13.68
11	23.04	12.67	23.04	-12.67
12	3.53	12.37	3.53	-12.37
13	-15.54	9.36	-15.54	-9.36
14	-44.58	3.64	-44.58	-3.64
15	-60.75	0.00	-60.75	0.00

Tabla 9.3 Tabulación de valores para M22 (C-02)

# Tabulación	P (ton)	M2 (ton.m)	P (ton)	M2 (ton.m)
1	161.15	0.00	161.15	0.00
2	161.15	2.50	161.15	-2.50
3	157.55	3.94	157.55	-3.94
4	141.66	5.05	141.66	-5.05
5	123.89	5.99	123.89	-5.99
6	103.59	6.63	103.59	-6.63
7	80.38	7.04	80.38	-7.04
8	52.87	7.31	52.87	-7.31
9	41.35	6.81	41.35	-6.81
10	28.67	6.12	28.67	-6.12
11	16.82	5.87	16.82	-5.87
12	-4.81	5.00	-4.81	-5.00
13	-38.52	2.47	-38.52	-2.47
14	-49.63	1.31	-49.63	-1.31
15	-60.75	0.00	-60.75	0.00

Tabla 9.4 Cargas de la columna ubicada entre el Eje 10 y A

Caso de carga	P (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)	V2 (ton)	V3 (ton)
Muerta	-72.01	0.00	0.07	0.09	0.00
Viva	-10.74	0.00	0.02	0.03	0.00
SISDISEÑOXX	0.12	1.27	0.10	0.05	0.81
SISDISEÑOYY	3.96	0.04	3.36	1.67	0.02

Tabla 9.5 Combinaciones de cargas para sismo en dirección XX

		P (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)	
SISMO XX	1.4CM+1.7CV	119.07	0.00	0.14	
	1.25CM+1.25CV+SDX	103.55	1.27	0.22	
	1.25CM+1.25CV-SDX	103.31	-1.27	0.02	
	0.9CM+SDX	64.93	1.27	0.17	
	0.9CM-SDX	64.69	-1.27	-0.03	
	Valores inversos negativos		103.55	-1.27	-0.22
			103.31	1.27	-0.02
			64.93	-1.27	-0.17
			64.69	1.27	0.03

Tabla 9.6 Combinaciones de cargas para sismo en dirección YY

		P (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)	
SISMO YY	1.4CM+1.7CV	119.07	0.00	0.14	
	1.25CM+1.25CV+SDY	107.39	0.04	3.47	
	1.25CM+1.25CV-SDY	99.47	-0.03	-3.24	
	0.9CM+SDY	68.77	0.04	3.42	
	0.9CM-SDY	60.85	-0.03	-3.29	
	Valores inversos negativos		107.39	-0.04	-3.47
			99.47	0.03	3.24
			68.77	-0.04	-3.42
			60.85	0.03	3.29

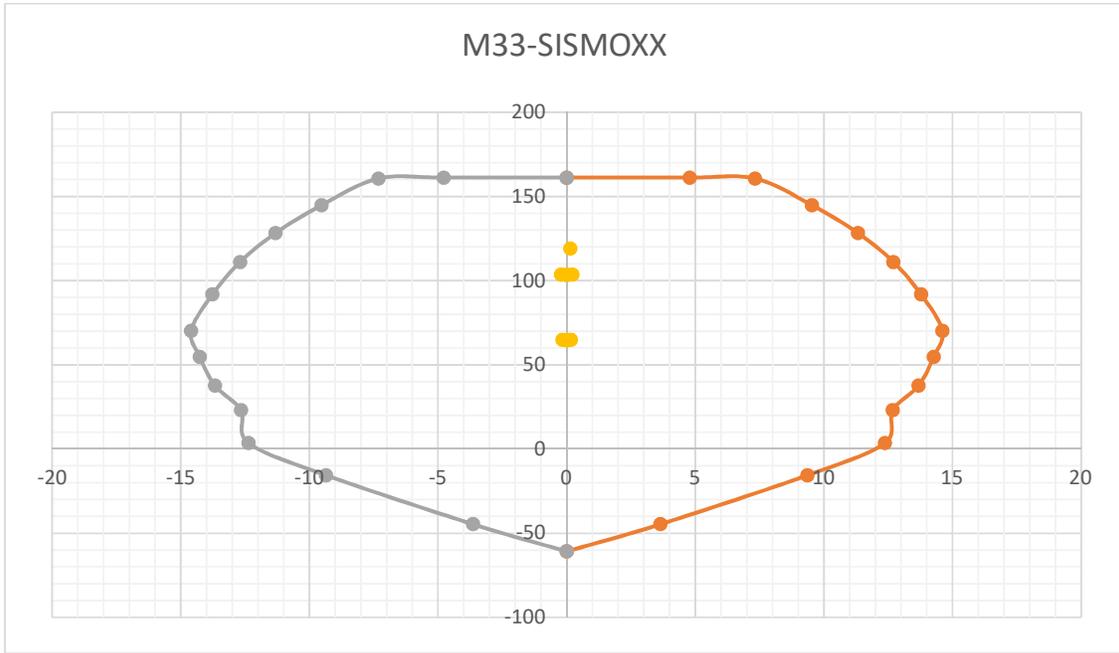


Figura 9.3 Diagrama de interacción del momento M33 con sismo en XX

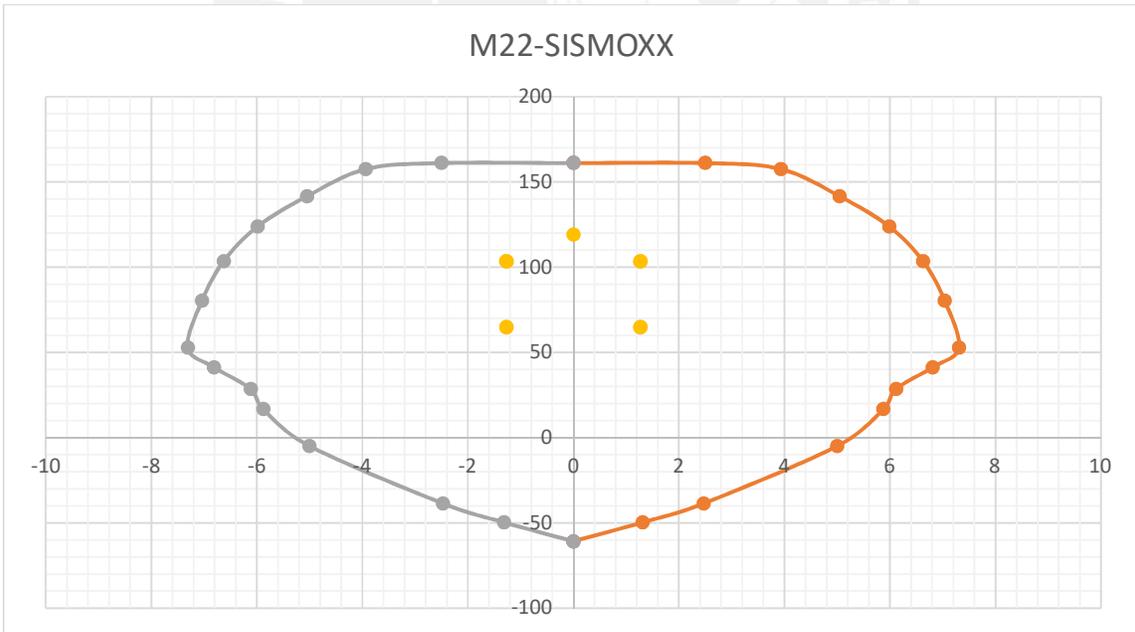


Figura 9.4 Diagrama de interacción del momento M22 con sismo en XX

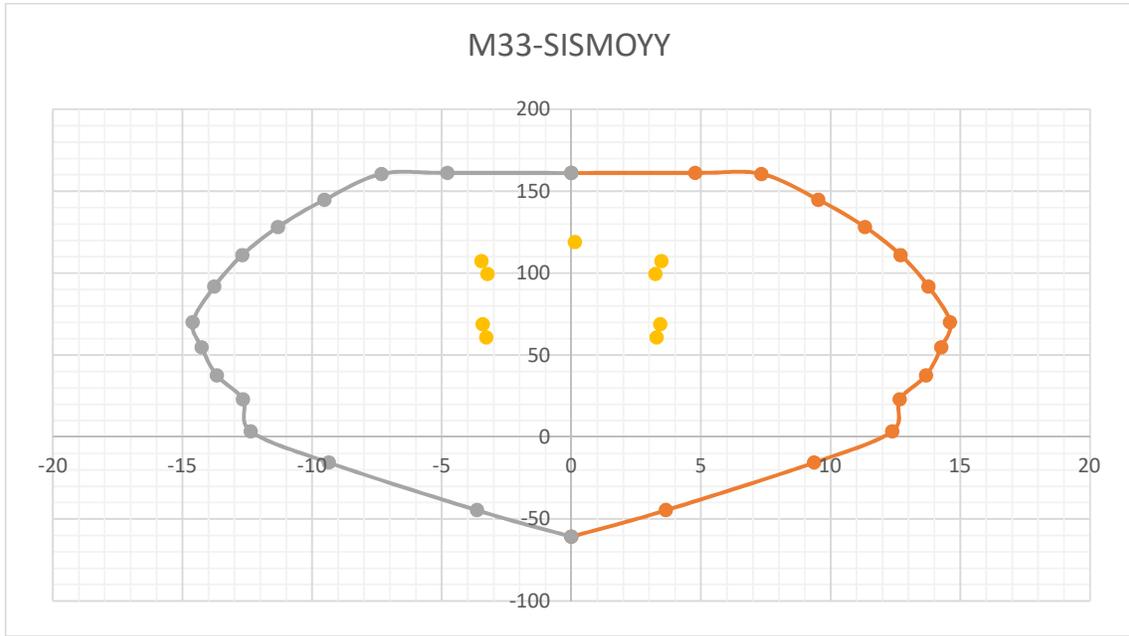


Figura 9.5 Diagrama de interacción del momento M33 con sismo en YY

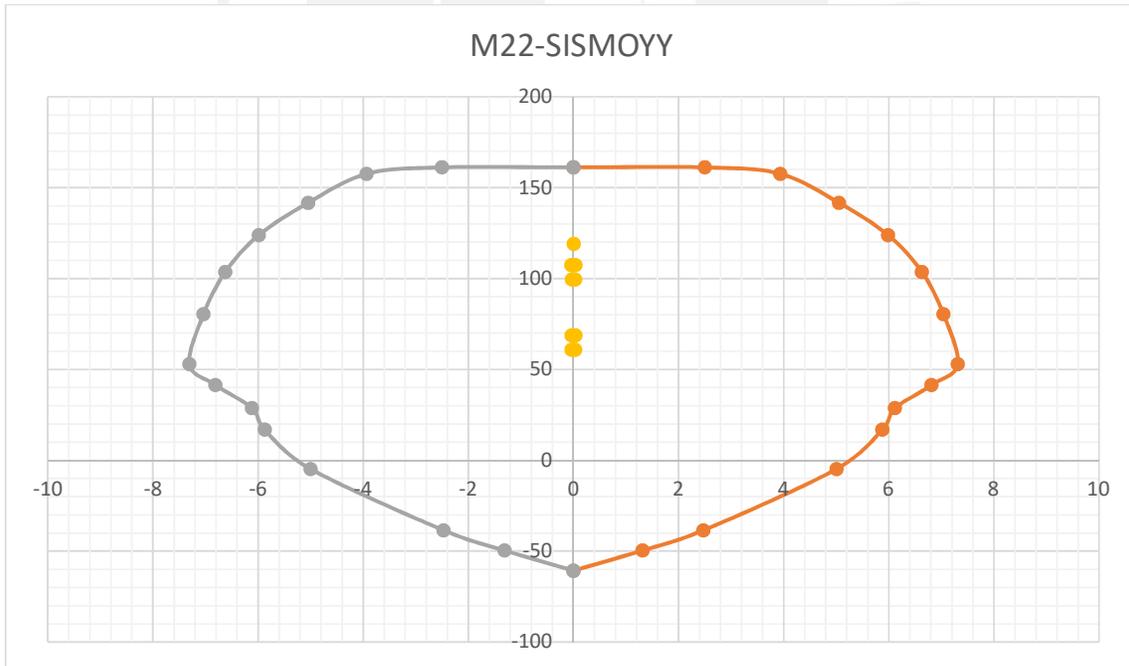


Figura 9.6 Diagrama de interacción del momento M22 con sismo en YY

Como se observa, todos los puntos se encuentran dentro del diagrama de interacción para cada dirección, por lo que la configuración propuesta es la correcta ($8\phi 5/8$). Asimismo, debido a que el acero propuesto es cercano al mínimo, la configuración se repetirá para todos los pisos.

9.2 Diseño por cortante

El diseño por cortante se realiza analizando la sección y el desarrollo de la columna. Asimismo, la distribución de los estribos tendrá las siguientes consideraciones estipuladas por la Norma E.060 de concreto armado.

- El espaciamiento de estribos no debe exceder 16 veces el diámetro de las barras longitudinales
- Se recomienda que el espaciamiento de estribos sea menor a 0.25 metros.
- Será necesario confinar todas las barras verticales, si ninguna barra vertical está separada más de 15 centímetros libres de una barra apoyada lateralmente.
- La distancia entre ramas de estribos o grapas suplementarias no debe superar 35 centímetros medidos desde sus centros.
- La zona de confinamiento será igual al mayor valor de las siguientes expresiones: la sexta parte de la luz libre, la mayor dimensión de la sección transversal o 50 centímetros.
- El espaciamiento, en la zona de confinamiento, será igual al menor valor de las siguientes expresiones: ocho veces el diámetro de la barilla longitudinal, la menor dimensión de la sección transversal o 10 centímetros.
- En la zona fuera del confinamiento, el espaciamiento será de 25 centímetros.

Teniendo en cuenta lo anterior, se procede con el análisis por corte de la columna ubicada entre el eje 7 y D.

Tabla 9.7 Dimensiones y fierros longitudinales empleados para los tipos de columnas

b (m)	0.25
h (m)	0.50
Hn (m)	2.30
D. fierro (pulg)	5/8

La columna, ubicada entre el eje 7 y D, es un tipo de columna C-02 de sección igual a 25x50 centímetros como se muestra en la Tabla 9.7. Luego, la elección, en base a los criterios establecidos, de la longitud confinamiento se muestra en la Tabla 9.8 y, para su espaciamiento, en la Tabla 9.9.

Tabla 9.8 Elección de longitud de confinamiento en base a los criterios de la Norma E.060

LONGITUD DE CONFINAMIENTO (m)	
Hn/6	0.38
Sección mayor	0.40
	0.50
	0.5

Tabla 9.9 Elección del espaciamiento en la zona de confinamiento

Fuente: Norma Técnica E.060 "Concreto Armado"

ESPACIAMIENTO EN LONG. DE CONFINAMIENTO	
8db (m)	0.127
Sección menor/2 (m)	0.125
	0.10
	0.10

De las tablas anteriores (9.8 y 9.9) se determina la longitud y espaciamiento de la zona confinada: 0.5 metros y 0.10 metros respectivamente. En la zona no confinada se toma el valor recomendado por la Norma E.060 (0.25 metros). De esta manera, el arreglo, considerando un acero longitudinal de 5/8", sería el siguiente: $\phi 3/8$, 1@0.05, 5@0.10, Rto.@0.25

Para verificación de la configuración planteada anteriormente, se procede a realizar el diseño por capacidad. Para ello, se aplican las siguientes fórmulas de análisis en cada sentido de las fuerzas cortantes (V2 y V3).

Tabla 9.10 Fuerzas cortantes en dirección 22 y 33 de la columna ubicada entre el eje 7 y D

Caso de carga	V2 (ton)	V3 (ton)
Muerta	0.09	0.00
Viva	0.03	0.00
SISDISEÑOXX	0.05	0.81
SISDISEÑOYY	1.67	0.02

$$Vu1 = (Mni + Mns)/Hc \quad (9-1)$$

$$Vu2 = 2.5Vu \quad (9-2)$$

Los valores de Mni y Mns se obtienen de los diagramas de interacción presentados anteriormente para cada combinación de cargas mostrada, excluyendo el “ ϕ ” para obtener el momento nominal sin reducir. Asimismo, se requiere calcular estos momentos para la parte superior e inferior de la columna, pero, dado que resultan muy similares entre sí, se duplica el valor obtenido en la base. En la tabla 9.11, se muestran los momentos nominales obtenidos y los valores de cortante determinados, siendo el mayor el Vu1 para cada dirección (pintado de amarillo).

Tabla 9.11 Momentos nominales y cálculo de Vu1

		Pu (ton)	Mn22 (ton.m)	Mn33 (ton.m)	V22 (ton)	V33 (ton)
SISMO EN XX	1.4CM+1.7CV	119.07	9.75	20.30	17.65	8.48
	1.25CM+1.25CV+SDX	103.55	10.58	20.72	18.02	9.20
	1.25CM+1.25CV-SDX	103.31	10.45	20.68	17.98	9.09
	0.9CM+SDX	64.93	10.13	19.95	17.35	8.81
	0.9CM-SDX	64.69	9.95	19.76	17.18	8.65
SISMO EN YY	1.25CM+1.25CV+SDY	107.39	10.25	20.75	18.04	8.91
	1.25CM+1.25CV-SDY	99.47	10.38	21.12	18.37	9.03
	0.9CM+SDY	68.77	9.8	20.33	17.68	8.52
	0.9CM-SDY	60.85	9.72	20.00	17.39	8.45

Como se observa en la tabla 9.11, el valor de Vu1 fue determinado a partir de la ecuación 9-1.

Su respectivo cálculo se muestra a continuación.

$$Vu1 = \frac{21.12 + 21.12}{2.3} = 18.37 \text{ ton}$$

Para el valor de Vu2, se emplea la ecuación 9-2. Los resultados se muestran en la tabla 9.12.

Tabla 9.12 Cálculo de Vu2

	V2 (ton)	V3 (ton)	2.5 x V2 (ton)	2.5 x V3 (ton)
1.4CM+1.7CV	0.18	0.00	0.44	0.00
1.25CM+1.25CV+SDX	0.20	0.81	0.50	2.03
1.25CM+1.25CV-SDX	0.10	-0.81	0.25	-2.03
0.9CM+SDX	0.13	0.81	0.33	2.03
0.9CM-SDX	0.03	-0.81	0.08	-2.03
1.25CM+1.25CV+SDY	1.82	0.02	4.55	0.05
1.25CM+1.25CV-SDY	-1.52	-0.02	-3.80	-0.05
0.9CM+SDY	1.75	0.02	4.38	0.05
0.9CM-SDY	-1.59	-0.02	-3.97	-0.05

Como se observa en la tabla 9.12, el valor de Vu2 se determinó a partir de la ecuación 9-2. Su respectivo cálculo se muestra a continuación.

$$Vu2 = 2.5 \times 1.82 = 4.55 \text{ ton}$$

De acuerdo a lo expresado en el capítulo 21 la Norma E.060, la fuerza cortante de diseño será el menor valor entre Vu1 y Vu2. Por lo tanto, el Vu de diseño es igual a 4.55 toneladas.

A partir de este punto, el diseño por corte se realiza de la misma forma que en las vigas, por lo que será necesario determinar la resistencia del concreto, considerando que se está trabajando con elementos verticales y la resistencia de este se determina a partir de la ecuación 6-22.

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \left(1 + \left(\frac{107.39}{140 \times 25 \times 50} \right) \right) \times \sqrt{210} \times 25 \times 44 = 7.19 \text{ ton}$$

Finalmente, se realiza la verificación por corte ($\phi V_c > V_u$), obteniéndose que, con la resistencia propia del concreto es suficiente para satisfacer los requerimientos de la columna y, por tanto, la configuración propuesta es la correcta: $\phi 3/8$, 1@0.05, 5@0.10, Rto.@0.25.

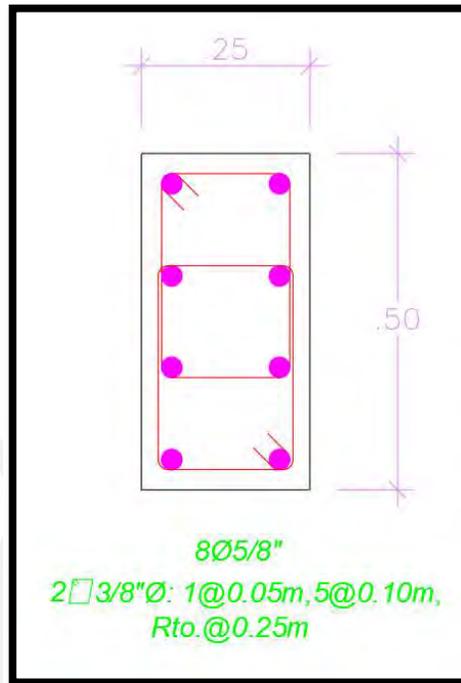


Figura 9.7 Configuración de fierro final de columna C-02

CAPÍTULO X: DISEÑO DE PLACAS

Los muros de corte o también llamados placas son elementos estructurales que se diseñan considerando el efecto conjunto de la fuerza cortante que reciben y los momentos flectores. Dada su forma, brindan mayor rigidez y resistencia ante fuerzas laterales de sismo en determinados sentidos, ya que poseen una dimensión considerablemente más grande que su espesor. Es preciso aclarar que el diseño se realiza respetando los criterios del capítulo 21 de la Norma E.060.

10.1 Diseño por flexocompresión

El diseño por flexocompresión para las placas es el mismo que el realizado para las columnas, por lo que la teoría utilizada es la mostrada en el capítulo anterior. Ahora, con el objetivo de mostrar los cálculos realizados, se realiza el desarrollo del diseño de la placa PL-04 (caja del ascensor).

Placa-PL04

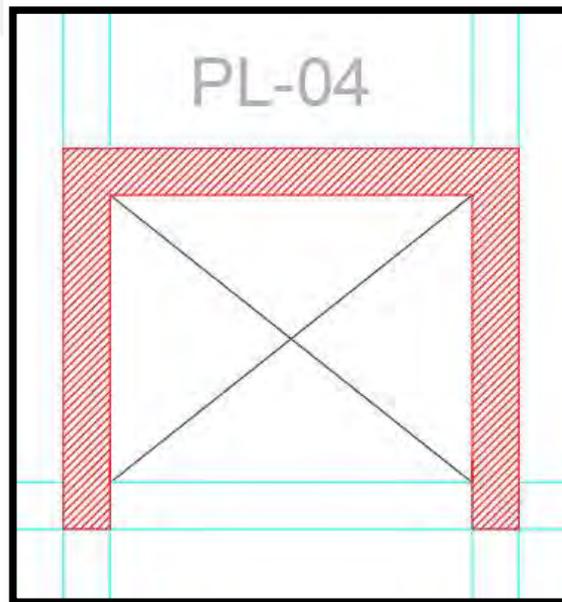


Figura 10.1 Placa PL-04

En la Figura 10.1, se muestra la placa PL-04 a analizar, la cual tiene una sección tipo “U”, dados los requerimientos sísmicos de la edificación. Para ella, se propuso una configuración de acero confinado y no confinado, el cual será verificado y optimizado con los diagramas de interacción. El acero propuesto se puede observar en la Figura 10.2 y este se distribuye en los nudos confinados y en el alma.

- Distribución en el nudo confiado “A”: 12 barras de 1”
- Distribución en el nudo confiado “B”: 6 barras de 1”
- Distribución en el alma: barras de 3/8”

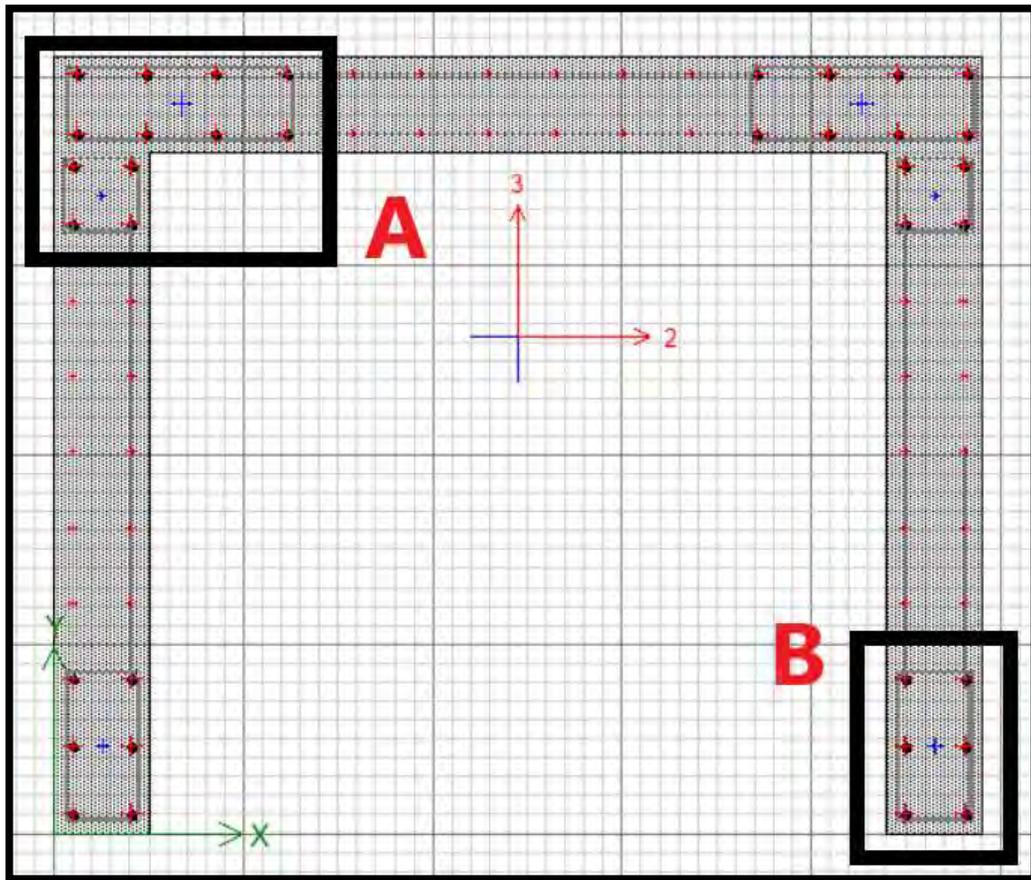


Figura 10.2 Distribución de acero en placa PL-04

Ahora, con la sección definida y el programa ETABS, se generan los puntos del diagrama de interacción mediante la tabulación mostrada en las tablas 10.1 y 10.2. Asimismo, se obtienen los valores de momentos y fuerzas actuantes en la placa propuesta (Tabla 10.3), ya que, estos,

al momento de realizar las combinaciones de las tablas 10.4 y 10.5, representarán los puntos dentro del diagrama de interacción, es decir, las cargas soportadas por la configuración propuesta. Los diagramas de interacción con dichos puntos se muestran en las Figuras 10.3 y 10.4 para el sismo en dirección XX y, en las figuras 10.5 y 10.6, para el sismo en dirección YY.

Tabla 10.1 Tabulación de valores para M33 (PL-04)

# Tabulación	P (ton)	M3 (ton.m)	P (ton)	M3 (ton.m)
1	1978.38	2.97	1978.38	2.97
2	1795.43	745.19	1795.65	-740.74
3	1550.25	989.58	1549.02	-986.91
4	1458.96	1068.44	1457.99	-1065.96
5	1360.08	1145.17	1359.44	-1142.97
6	1249.45	1222.44	1248.76	-1220.37
7	1123.48	1302.93	1123.31	-1301.32
8	976.75	1393.20	977.34	-1392.06
9	873.88	1419.59	872.66	-1419.66
10	796.40	1406.13	795.46	-1406.03
11	723.94	1374.02	722.46	-1374.03
12	641.81	1322.03	637.90	-1320.39
13	521.42	1224.52	515.47	-1222.13
14	195.38	998.18	191.74	-999.09
15	-782.83	-3.99	-782.83	-3.99

Tabla 10.2 Tabulación de valores para M22 (PL-04)

# Tabulación	P (ton)	M2 (ton.m)	P (ton)	M2 (ton.m)
1	1978.38	-0.62	1978.38	-0.62
2	1978.38	262.28	1724.22	-457.53
3	1978.38	382.18	1351.16	-654.44
4	1978.38	492.46	1211.61	-712.53
5	1891.75	596.19	1059.23	-762.53
6	1762.61	692.57	893.67	-805.53
7	1622.85	784.19	709.36	-844.27
8	1466.59	874.79	494.71	-880.17
9	1329.24	926.92	328.60	-867.09
10	1211.58	938.56	210.29	-813.96
11	1091.75	926.53	95.18	-737.42

12	946.79	887.54	-33.26	-632.04
13	751.18	810.86	-182.87	-490.26
14	211.33	585.46	-415.30	-324.51
15	-782.83	0.84	-782.83	0.84

Tabla 10.3 Cargas de la placa PL-04

Caso de carga	P (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
Muerta	-217.02	-1.18	-4.31
Viva	-37.83	-0.88	-0.57
SISDISEÑOXX	0.82	14.57	927.35
SISDISEÑOYY	27.21	491.23	24.85

Tabla 10.4 Combinaciones de cargas para sismo en dirección XX

		P	M2	M3	
SISMO EN X	1.4CM+1.7CV	368.13	-3.15	-7.01	
	1.25CM+1.25CV+SDX	319.37	11.99	921.25	
	1.25CM+1.25CV-SDX	317.74	-17.15	-933.46	
	0.9CM+SDX	196.13	13.50	923.47	
	0.9CM-SDX	194.50	-15.63	-931.24	
	Valores inversos negativos		319.37	-11.99	-921.25
			317.74	17.15	933.46
			196.13	-13.50	-923.47
			194.50	15.63	931.24

Tabla 10.5 Combinaciones de cargas para sismo en dirección YY

		P	M2	M3	
SISMO EN Y	1.4CM+1.7CV	368.13	-3.15	-7.01	
	1.25CM+1.25CV+SDY	345.77	488.65	18.75	
	1.25CM+1.25CV-SDY	291.34	-493.81	-30.96	
	0.9CM+SDY	222.53	490.17	20.97	
	0.9CM-SDY	168.10	-492.30	-28.74	
	Valores inversos negativos		345.77	-488.65	-18.75
			291.34	493.81	30.96
			222.53	-490.17	-20.97
			168.10	492.30	28.74

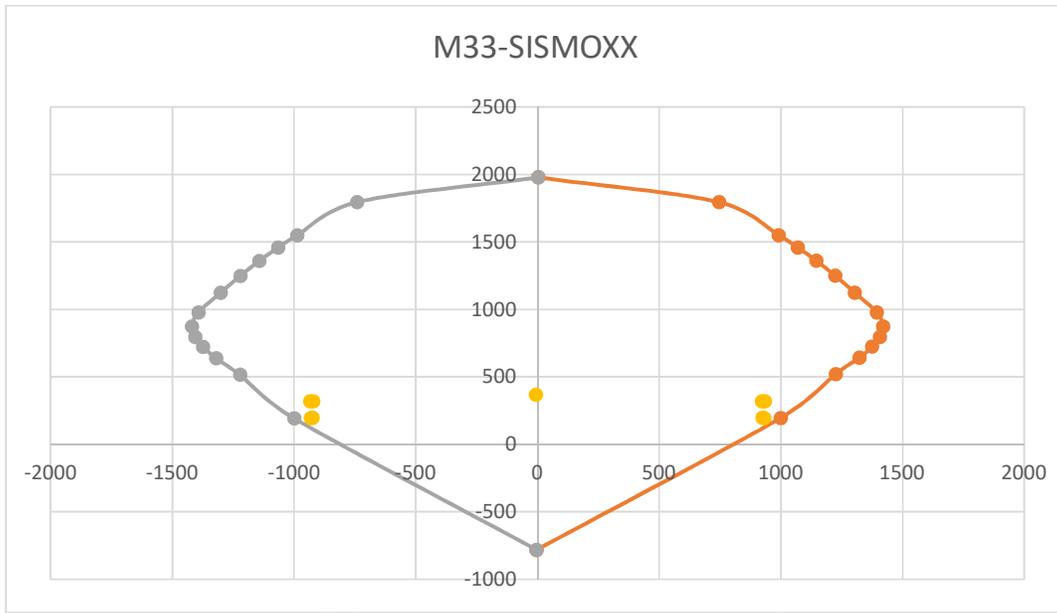


Figura 10.3 Diagrama de interacción del momento M33 con sismo en XX

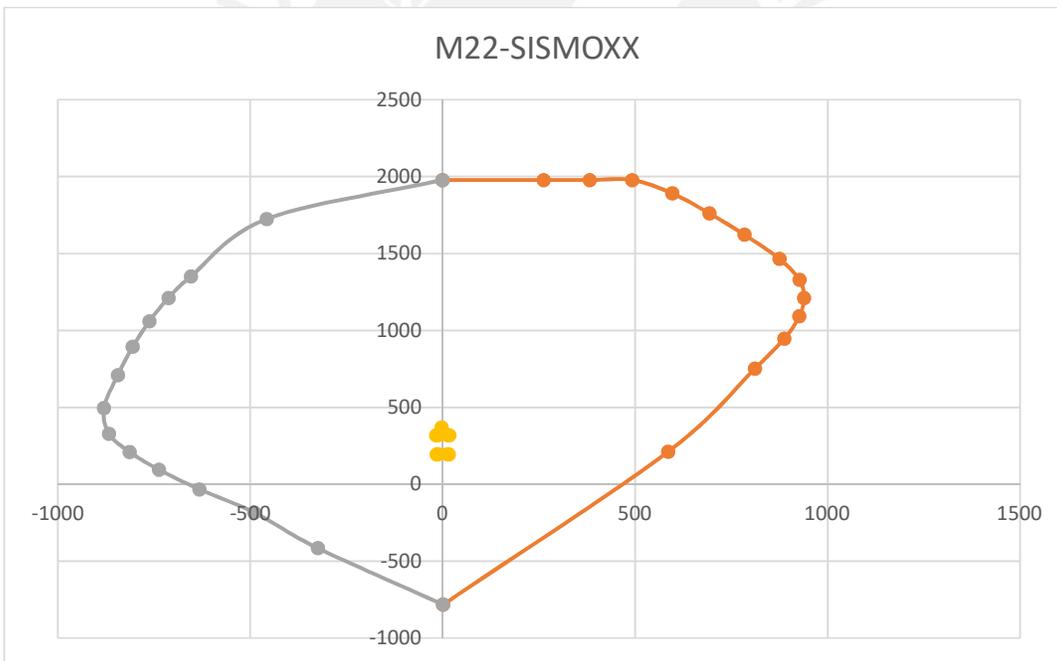


Figura 10.4 Diagrama de interacción del momento M22 con sismo en XX

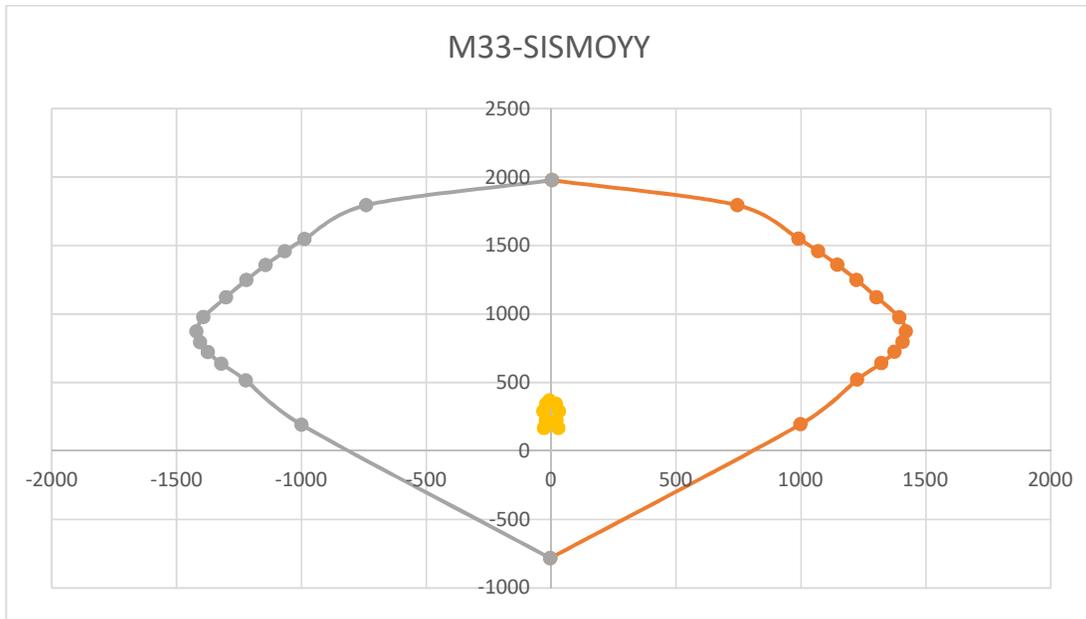


Figura 10.5 Diagrama de interacción del momento M33 con sismo en YY

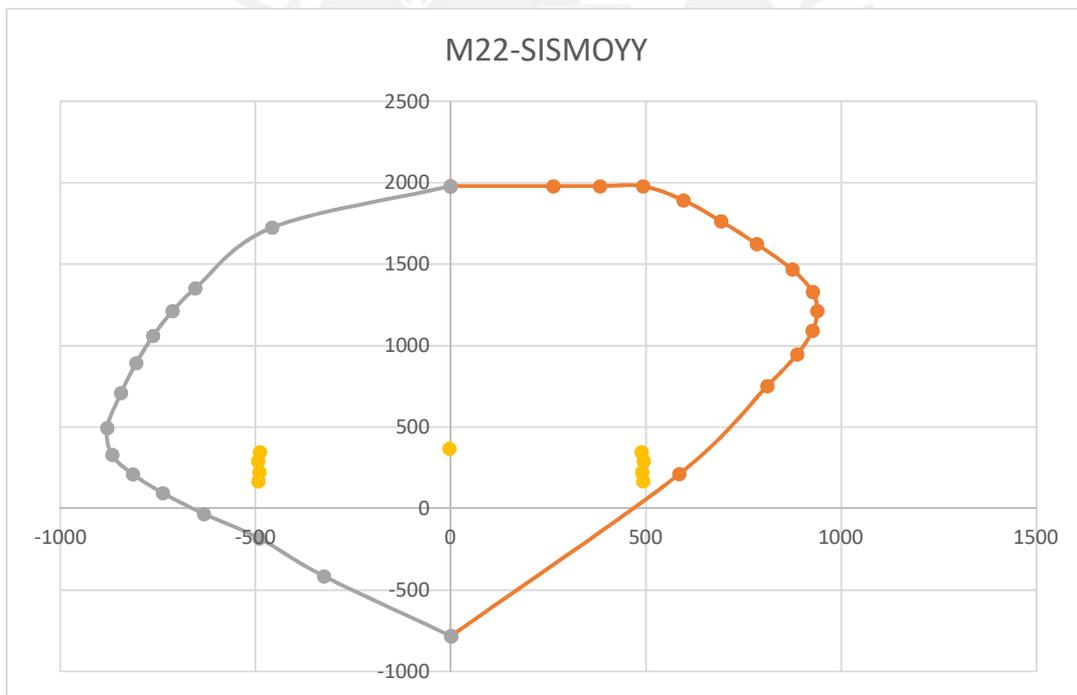


Figura 10.6 Diagrama de interacción del momento M22 con sismo en YY

Como se deja notar en los diagramas de interacción, la configuración de acero propuesta incluye todos los puntos de las combinaciones de cargas de una manera óptima, ya que para el M33-Sismo XX y para el M22 – Sismo YY se tienen puntos muy cercanos a la gráfica sin pasarlo. Se concluye que el arreglo de acero planteado es el correcto.

10.2 Diseño por cortante

EL diseño por cortante permite determinar la configuración de acero de las mallas horizontales y verticales de los muros de corte. Este, al igual que para el resto de elementos, se rige por la ecuación 6-19 y 6-20 buscando cubrir con las solicitaciones de cargas.

En el presente proyecto, dado que se tienen muros de espesores mayores a 0.20 metros, el refuerzo de fierro para cada dirección (horizontal y vertical) se coloca en dos capas paralelas a la cara de la placa. Asimismo, este no debe ser menor que las cuantías mínimas establecidas en la Tabla 10.6 para cada caso.

Tabla 10.6 Cuantías mínimas de acero para muros de corte
Fuente: Norma Técnica E.060 “Concreto Armado”

	ρ horizontal	ρ vertical
$V_u > \phi V_c/2$	0.0025	0.0025
$V_u < \phi V_c/2$	0.0020	0.0015

De acuerdo a la tabla anterior, la elección de las cuantías mínimas (horizontal y vertical) depende de la resistencia del concreto. Este valor está dado por la fórmula 10-1, donde “ A_{cw} ” es el área de corte de la sección transversal del muro y “ α ” es el factor que relaciona la esbeltez de la placa mediante la figura 10.7. Cabe resaltar que “ h_m ” representa la altura del muro y “ l_m ” la longitud del mismo. (Cuando “ h_m/l_m ” es mayor e igual a 2, “ α ” es 0.53).

$$\phi V_c = 0.85 \times \alpha \times \sqrt{f'c} \times A_{cw} \quad (10-1)$$

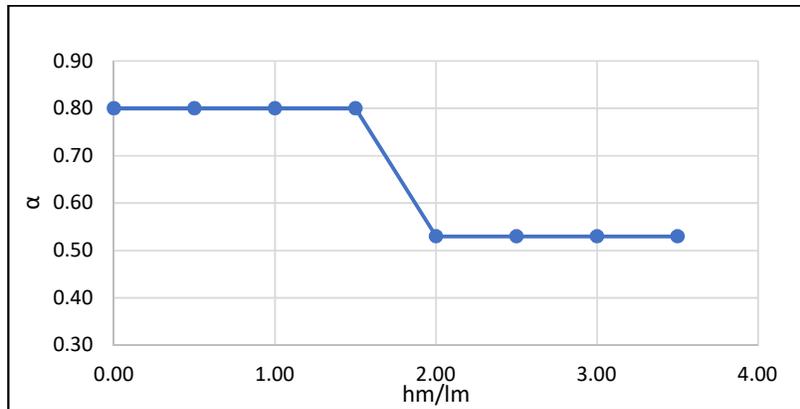


Figura 10.7 Gráfica hm/lm vs α

Ahora, dadas las solicitaciones sísmicas de la edificación, es necesario ajustar el valor de la cortante última a la capacidad en flexión instalada en la placa. Por ello, para el diseño se deberá cumplir con la condición de la ecuación 10-2, donde los valores de Vua y Mua representan el cortante y el momento amplificados del análisis respectivamente, y el valor de Mn , el momento resistente proveniente de la configuración de acero colocada asociada a Pu (Carga ultima).

$$Vu \geq Vua \times \left(\frac{Mn}{Mua} \right); \frac{Mn}{Mua} \leq R \quad (10-2)$$

Es preciso aclarar que, esta disposición, de acuerdo a la norma E.060, se limita a una altura de muro, medida desde la base, igual al mayor valor entre $Mu/(4Vu)$, la longitud del muro (lm) y la altura de los primeros dos pisos.

Finalmente, el diseño se realiza con el nuevo cortante último (de capacidad) y las ecuaciones 8-3, 10-3, 10-4 y 10-5, las cuales permiten determinar la resistencia del acero, el espaciamiento entre estribos, la cuantía de acero horizontal y la cuantía de acero vertical respectivamente.

$$s = \frac{Ash \times fy \times d}{Vs} \quad (10-3)$$

$$\rho sh = \frac{Ash}{100 \times S \times t} \quad (10-4)$$

$$\rho sv = 0.0025 + 0.5 \times \left(2.5 - \frac{hm}{lm} \right) \times (\rho sh - 0.0025) \quad (10-5)$$

Expuesto lo anterior, se procede con el diseño, a modo de ejemplo, de la placa PL-04, la cual, dada su forma compleja, será analizada considerando ambos sentidos (XX e YY).

Placa-PL04

En primer lugar, se obtienen las combinaciones de cargas del programa ETABS (Tabla 10.7) y se determinan las cortantes ultimas para cada dirección.

Tabla 10.7 Combinaciones de fuerzas cortantes de la placa PL-04

		P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)
SISMO EN X	1.4CM+1.7CV	368.13	-0.75	0.65
	1.25CM+1.25CV+SDX	319.37	100.03	2.57
	1.25CM+1.25CV-SDX	317.74	-101.34	-1.55
	0.9CM+SDX	196.13	100.28	2.18
	0.9CM-SDX	194.50	-101.10	-1.95
SISMO EN Y	1.25CM+1.25CV+SDY	345.77	2.06	74.72
	1.25CM+1.25CV-SDY	291.34	-3.37	-73.70
	0.9CM+SDY	222.53	2.31	74.32
	0.9CM-SDY	168.10	-3.13	-74.09

Como se puede observar, los valores escogidos son:

Dirección XX

- $V_{ua} = 101.10 \text{ ton}$
- $M_u = 931.24 \text{ ton.m}$

Dirección YY

- $V_{ua} = 74.09 \text{ ton}$
- $M_u = 492.30 \text{ ton.m}$

Respecto de los momentos nominales, al igual que las columnas, estos se obtienen del diagrama de interacción excluyendo el “ ϕ ” para obtener el valor sin reducir. De los gráficos se obtiene que “ M_n ” en dirección XX es igual a 1208.49 ton.m. y, en dirección YY, es igual a 682.47 ton.m. Con los valores establecidos se determina el cortante de capacidad (V_u) para cada dirección.

$$\text{En } xx: \frac{Mn}{Mua} = \frac{1208.49}{931.24} = 1.30 < R = 6 \text{ (Cumple)}$$

$$\text{En } xx: Vu = Vua \times \left(\frac{Mn}{Mua}\right) = 101.10 \times \left(\frac{1208.49}{931.24}\right) = 131.20 \text{ ton}$$

$$\text{En } yy: \frac{Mn}{Mua} = \frac{682.47}{492.30} = 1.39 < R = 6 \text{ (Cumple)}$$

$$\text{En } yy: Vu = Vua \times \left(\frac{Mn}{Mua}\right) = 74.09 \times \left(\frac{682.47}{492.30}\right) = 102.71 \text{ ton}$$

Se determina la altura de capacidad en la cual se realiza el diseño como se muestra en la Tabla 10.8.

Tabla 10.8 Cálculo de altura de capacidad

	Dirección XX	Dirección YY
Longitud muro	2.45 m	4.10 m
Mu/(4*Vu)	2.30 m	1.63 m
2 pisos	5.40 m	5.40 m
	5.40 m	5.40 m

Luego, se determina la resistencia del concreto (ϕVc) de acuerdo a la ecuación 10-1.

Dirección XX

$$\frac{hm}{lm} = \frac{16.2}{2.45} = 6.61 \rightarrow \alpha = 0.53$$

$$\begin{aligned} \phi Vc &= 0.85 \times \alpha \times \sqrt{f'c} \times Acw = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 0.49 \times 10 = 31.99 \text{ ton y } Vc \\ &= 37.63 \text{ ton} \end{aligned}$$

Dirección YY

$$\frac{hm}{lm} = \frac{16.2}{4.10} = 3.95 \rightarrow \alpha = 0.53$$

$$\begin{aligned} \phi Vc &= 0.85 \times \alpha \times \sqrt{f'c} \times Acw = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 0.82 \times 10 = 53.53 \text{ ton y } Vc \\ &= 62.98 \text{ ton} \end{aligned}$$

Establecida las resistencias del concreto (ϕVc) para cada dirección, se procede a determinar las cuantías mínimas como se muestra en la Tabla 10.9.

$$\phi V_c = 31.99 \text{ ton y } 53.53 \text{ ton} < 131.20 \text{ ton y } 102.71 \text{ ton}$$

$$\rightarrow \rho_{\text{min horizontal y vertical}} = 0.0025$$

Tabla 10.9 Acero mínimo requerido para la placa PL-04 en ambas direcciones

		Doble malla			
		As (cm ²)	Fierro ϕ	Espaciamiento (m)	Configuración
ρ min horizontal	0.0025	6.25	$\phi 3/8''$	0.23	$\phi 3/8'' @ 0.20$
ρ min vertical	0.0025	6.25	$\phi 3/8''$	0.23	$\phi 3/8'' @ 0.20$

Se procede a calcular la resistencia del acero (V_s), el espaciamento (S) y las cuantías de acero requeridas tanto para la malla vertical como para la horizontal para cada dirección. Con los últimos mencionados se determina la configuración de acero para cada caso como se muestra a continuación.

Dirección XX

$$V_s = \frac{131.20}{0.85} - 37.63 = 116.72 \text{ ton}$$

$$S = \frac{2 \times 1.29 \times 4200 \times 2.45}{116.72 \times 1000} = 0.23 \text{ m} \rightarrow 0.20 \text{ m}$$

$$\rho_{sh} = \frac{2 \times 1.29}{100 \times 0.20 \times 0.25 \times 100} = 0.0052$$

$$A_{sh} = 0.0052 \times 100 \times 25 = 13.00 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \rightarrow \phi 1/2'' @ 0.20 \text{ m (para cada cara)}$$

$$\rho_{sv} = 0.0025 + 0.5 \times \left(2.5 - \frac{16.2}{2.45} \right) \times (0.0052 - 0.0025) = -0.0027$$

< 0.0025 (Se usa el acero mínimo)

$$A_{sv} = 0.0025 \times 100 \times 25 = 6.25 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} (\text{min}) \rightarrow \phi 3/8'' @ 0.20 \text{ m (para cada cara)}$$

Dirección YY

$$V_s = \frac{102.71}{0.85} - 62.98 = 57.86 \text{ ton}$$

$$S = \frac{2 \times 0.71 \times 4200 \times 4.10}{57.86 \times 1000} = 0.42 \text{ m} \rightarrow 0.20 \text{ m (mínimo)}$$

$$\rho_{sh} = \frac{2 \times 0.71}{100 \times 0.20 \times 0.25 \times 100} = 0.0028$$

$$A_{sh} = 0.0028 \times 100 \times 25 = 7.00 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \rightarrow \phi 3/8" @ 0.20\text{m}$$

$$\rho_{sv} = 0.0025 + 0.5 \times \left(2.5 - \frac{16.2}{4.10} \right) \times (0.0028 - 0.0025) = 0.0023$$

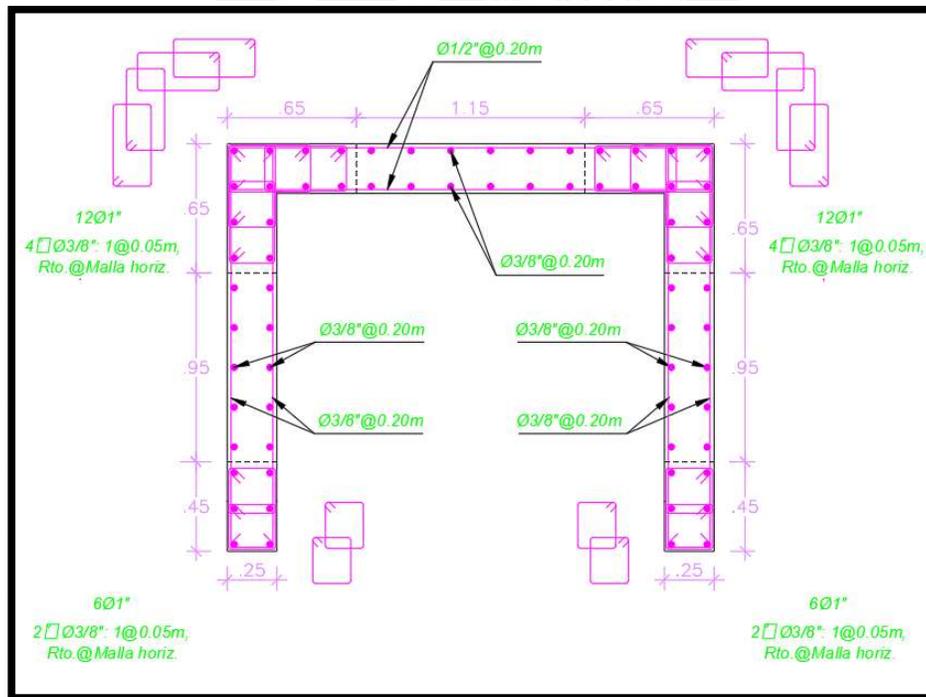
< 0.0025 (Se usa el acero mínimo)

$$A_{sv} = 0.0025 \times 100 \times 25 = 6.25 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \rightarrow \phi 3/8" @ 0.20\text{m}$$

Finalmente, con los resultados obtenidos se dibuja la configuración final de la placa PL-04 considerando que los estribos en los núcleos se distribuyen de acuerdo a la malla horizontal calculada anteriormente.

- 2 estribos $\phi 3/8"$: 1@0.05, Rto. @Malla horizontal
- 3 estribos $\phi 3/8"$: 1@0.05, Rto. @Malla horizontal

Figura 10.8 Configuración de fierro final de Placa PL-04 para los pisos 1-2



CAPÍTULO XI: DISEÑO DE CIMENTACIÓN

La cimentación corresponde al conjunto de elementos estructurales, cuya función principal es transmitir las cargas y fuerzas de la edificación al suelo. Para que se cumpla esta condición, el suelo debe poseer una mayor capacidad resistente respecto de las cargas que recibe. En cuanto al diseño de estos elementos, será necesario recurrir a datos provenientes de los estudios de mecánica de suelos, ya que nos permiten saber, con certeza, la información del suelo a trabajar. Para el presente proyecto, se tiene una profundidad de cimentación de 2.4 metros y se realizó un reforzamiento del suelo, por lo que la capacidad portante del mismo es de 3 kg/cm^2 .

La cimentación se puede realizar de múltiples formas en función a las consideraciones y características que tenga la estructura. En el presente proyecto, dadas las cargas y condiciones del terreno, se utilizan zapatas conectadas y combinadas (cimentaciones superficiales).

11.1 Modelamiento de cimentación

A partir de lo realizado en ETABS, se procede a ejecutar el modelamiento de las cimentaciones en SAFE, exportando todas las cargas de los elementos verticales incluida la ubicación de cada una de ellas. Dentro de este, se crean las áreas y peraltes tentativos para las zapatas en función a su necesidad de carga y se dimensionan las vigas de cimentación para el control y transferencia de momentos.

Establecido el dimensionamiento de los elementos, se define el módulo de reacción del suelo (conocido como coeficiente de Balasto) el cual es obtenido a partir del estudio de mecánica de suelos. Sin embargo, al no contar con este y sabiendo que el programa usa el método Winkler, se utiliza la Tabla 11.1 que relaciona la resistencia del suelo (3 kg/cm^2) con este coeficiente. Asimismo, es preciso aclarar que, estos valores son meramente referenciales, pero se pueden asumir válidos para cuestiones académicas del presente proyecto (mas no para la realidad).

Tabla 11.1 Modulo de Reacción del suelo

Fuente: Tesis de Maestria “Interacción Suelo-Estructuras: Semi-espacio de Winkler”, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona – España. 1993 (Autor Nelson Morrison)

Esf. Adm. (kg/cm ²)	Winkler (kg/cm ²)
2.75	5.50
2.80	5.60
2.85	5.70
2.90	5.80
2.95	5.90
3.00	6.00
3.05	6.10
3.10	6.20
3.15	6.30
3.20	6.40

Como se deja notar en la Tabla 11.1, el valor de coeficiente de Winkler escogido es el de 6 kg/cm², el cual se coloca como parámetro del suelo en el programa para el análisis. Asimismo, respecto a la norma, se debe tener en cuenta lo siguiente:

- las cargas sísmicas se reducen al 80% de su capacidad, debido a que las solicitaciones sísmicas especificadas en la NTE E.030 Diseño Sismorresistente están especificadas al nivel de resistencia de la estructura.
- La norma permite amplificar la resistencia del suelo en 30%, debido a cargas temporales como sismo o viento. En otras palabras, para el presente proyecto, al considerar el sismo, la capacidad máxima de resistencia del suelo será igual 3.9 kg/cm².

11.2 Diseño por corte por flexión y punzonamiento

El peralte de la zapata permite rigidizar o flexibilizar el elemento. Este, según la Norma E.060, tiene una longitud mínima de 30 centímetros, pero, se considerará un mínimo de 60 centímetros con el fin de uniformizar las medidas. Asimismo, el valor de su peralte efectivo (d) está dado por el peralte menos 10 centímetros (H-10).

Además, las zapatas están compuestas por mallas de acero, lo cual implica la ausencia de estribos. En otras palabras, la resistencia al corte es asumida, en su totalidad, por el concreto. Por ello, la condición de resistencia esta expresada de la siguiente manera:

$$\phi V_c \geq V_u \quad (11-1)$$

11.2.1 Corte por flexión

El valor de ϕV_c y el de V_u están dados por las ecuaciones 11-2 y 11-3 respectivamente:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times B \times d \quad (11-2)$$

$$V_u = X \times B \times \sigma_u \quad (11-3)$$

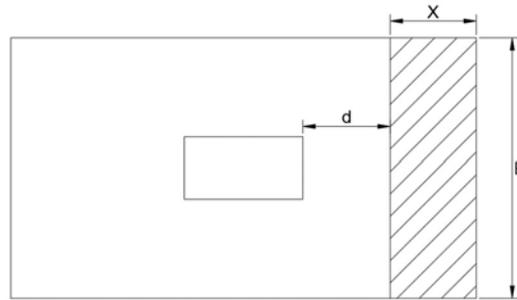


Figura 11.1 Sección de análisis por corte por flexión
Fuente: Norma Técnica E.060 "Concreto Armado"

11.2.2 Corte por punzonamiento

Es usual encontrar la falla por punzonamiento a una distancia de $d/2$ de la cara del elemento vertical sostenido. Es por ello que el análisis se realiza en la sección demarcada en la Figura 11.2.

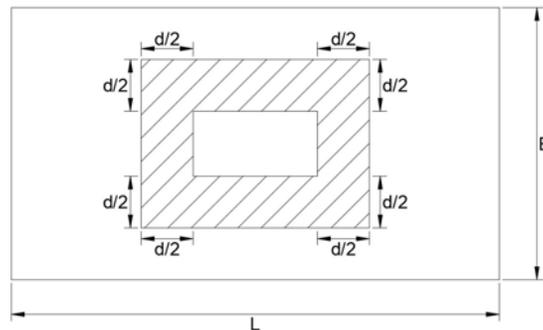


Figura 11.2 Sección crítica de análisis por punzonamiento
Fuente: Norma Técnica E.060 "Concreto Armado"

Para evitar este tipo de fallas, debe cumplirse la condición 11-1 teniendo en cuenta que la resistencia al corte (ϕV_c) es la menor de las ecuaciones 11-4, 11-5 y 11-6.

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d \quad (11-4)$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.27 \times \left(\frac{\alpha * d}{b_o} + 2\right) \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d \quad (11-5)$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d \quad (11-6)$$

Donde:

- β : $\frac{\text{lado mayor zapata}}{\text{lado menor zapata}}$
- α : 40 (columnas centrada), 30 (columna de borde), 20 (columna en esquina)
- b_o = *perímetro de la sección crítica*

Asimismo, de la Figura 11.10, se determina el área de influencia (achurada) y se obtiene de su geometría la siguiente expresión.

$$V_u = \sigma_u \times (A_{total} - A_o) \quad (11-7)$$

Donde:

- A_{total} : *Área de la zapata*
- A_o : *Área achurada mas área de columna*

11.3 Diseño por flexión

El diseño por flexión de las zapatas aisladas se ejecuta como el de una viga en voladizo. La zona esforzada es solamente la fibra inferior, por lo que solo considera acero positivo en su diseño.

A continuación, se muestran las ecuaciones a considerar para el cálculo del momento último.

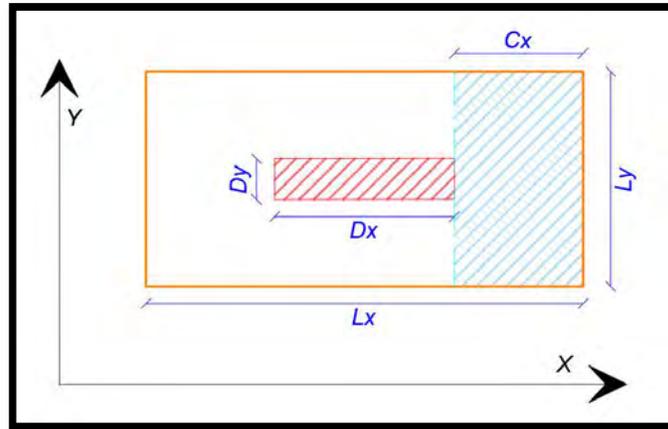


Figura 11.3 Diseño por flexión en zapatas aisladas

$$M_{ux} = \frac{\sigma_u \times L_y \times C_x^2}{2} \quad (11-8)$$

$$M_{uy} = \frac{\sigma_u \times L_x \times C_y^2}{2} \quad (11-9)$$

Finalmente, con la teoría establecida, se procede a realizar el diseño de las zapatas Z-01 y Z-05.

Zapata (Z-01)

En primer lugar, se dimensiona la zapata Z-01 teniendo en cuenta los límites de resistencia del suelo para servicio y sismo. El arreglo escogido es el mostrado en la figura 11.4.

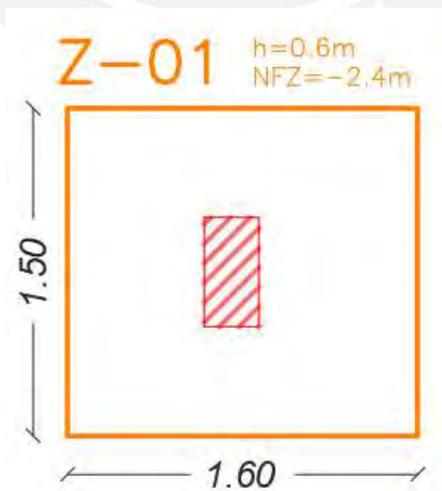


Figura 11.4 Dimensiones de la zapata Z-01

Establecidas las medidas y corrido el programa, se muestran los resultados de las resistencias del suelo respecto a las cargas de servicio (Figura 11.5), de servicio más el sismo en dirección “X” (Figura 11.6) y de servicio más el sismo en dirección “Y” (Figura 11.7), que llegan a la zapata Z-01.

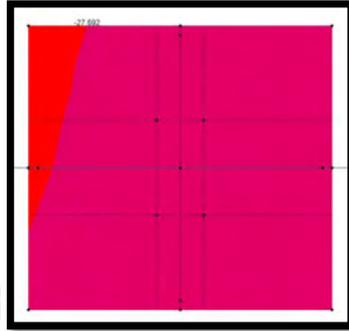


Figura 11.5 Resistencia del suelo ante cargas de gravedad (Servicio) de la zapata Z-01

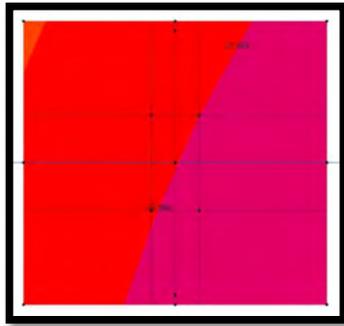


Figura 11.6 Resistencia del suelo ante cargas de gravedad y sismo en dirección “X” de la zapata Z-01

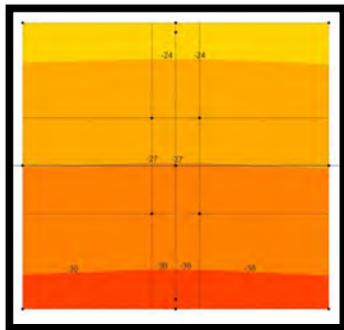


Figura 11.7 Resistencia del suelo ante cargas de gravedad y sismo en dirección “Y” de la zapata Z-01

Como se deja notar en las figuras anteriores, en ningún caso se superan las resistencias máximas del suelo, tanto en servicio (30 ton/m²) como en servicio con sismo (39 ton/m²). Por ello, se concluye que las dimensiones escogidas son las correctas.

Respecto al diseño por corte, es necesario determinar el esfuerzo último que recibe la zapata. Este valor viene representado por el mayor valor entre la amplificación por 1.5 del máximo esfuerzo sin sismo y la amplificación por 1.25 del máximo esfuerzo con sismo.

$$\text{Cuando no se considera sismo: } \sigma_u = 1.50 \max(\sigma_x; \sigma_y)$$

$$\text{Cuando sí se considera sismo: } \sigma_u = 1.25 \max(\sigma_x; \sigma_y)$$

De acuerdo a los resultados obtenidos, se tiene que el esfuerzo ultimo será igual a $1.50 \times 29.72 \text{ ton/m}^2 = 44.58 \text{ ton/m}^2$.

De esta forma, con los datos obtenidos, se procede a calcular la cortante ultima (V_u) y la resistencia del concreto (ϕV_c) por metro de ancho.

- $\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times bw \times d = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 50 \times 10^{-3} = 32.64 \text{ ton}$
- $V_u = X \times B \times \sigma_u = 44.58 \times (0.73 - 0.5) \times 1.00 = 10.25 \text{ ton} \leq \phi V_c \text{ (CUMPLE)}$

Queda verificada que, para el peralte de 60 centímetros, la zapata cumple por corte.

Ahora, se procede a hacer lo mismo para el punzonamiento con las ecuaciones planteados anteriormente (11-4, 11-5, 11-6 y 11-7).

$$b_o = 2 \times (0.25 + 0.50) + 2 \times (0.50 + 0.50) = 3.50 \text{ m}$$

$$A_o = (0.25 + 0.50) \times (0.50 + 0.50) = 0.75 \text{ m}^2$$

- $\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \times \sqrt{f'c} \times b_o \times d = 0.85 \times 0.53 \times \left(1 + \frac{2}{\frac{1.60}{1.50}}\right) \times \sqrt{210} \times 3.5 \times 0.5 \times 10 = 328.46 \text{ ton}$

- $\phi Vc = 0.85 \times 0.27 \times \left(\frac{\alpha x d}{bo} + 2\right) \times \sqrt{f'c} \times bo \times d = 0.85 \times 0.27 \times \left(\frac{40 \times 0.5}{3.5} + 2\right) \times \sqrt{210} \times 3.5 \times 0.5 \times 10 = 448.98 \text{ ton}$
- $\phi Vc = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{f'c} \times bo \times d = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{210} \times 3.50 \times 0.5 \times 10 = 228.49 \text{ ton}$
- $Vu = 44.58 \times (1.5 \times 1.6 - 0.75) = 73.56 \text{ ton} < \phi Vc \text{ min} = 228.49 \text{ ton} \text{ (Cumple)}$

Se verifica, por punzonamiento, que el peralte de la zapata asumido de 0.60 metros cumple.

Respecto al diseño por flexión, se determina, en primer lugar, el momento último acorde a la ecuación 11-8.

$$Mux = \frac{44.58 \times 1.00 \times 0.675^2}{2} = 10.16 \text{ ton.m (para 1 metro de ancho)}$$

A partir de este valor, se utilizan las mismas ecuaciones para el cálculo de acero en vigas como se muestra en la tabla 11.2.

Tabla 11.2 Cálculo de acero requerido en zapata Z-01

Mu (ton.m)	10.16
b (m)	1.00
a (cm)	1.28
As (cm ²)	5.46
As min (cm ²)	10.80
As para cálculo (cm ²)	10.80
5/8"	1.98
# varillas	5.46
S (m)	0.18
S utilizado (m)	0.15
Área de acero utilizada (cm ²)	13.19
# varillas utilizadas	6.67
Ø utilizada	1Ø5/8@0.15m

Finalmente, la zapata Z-01 contará con 1Ø5/8"@ 0.15 m en la zona inferior tanto para la dirección X como para la dirección Y. La configuración final se muestra en la figura 11.8.

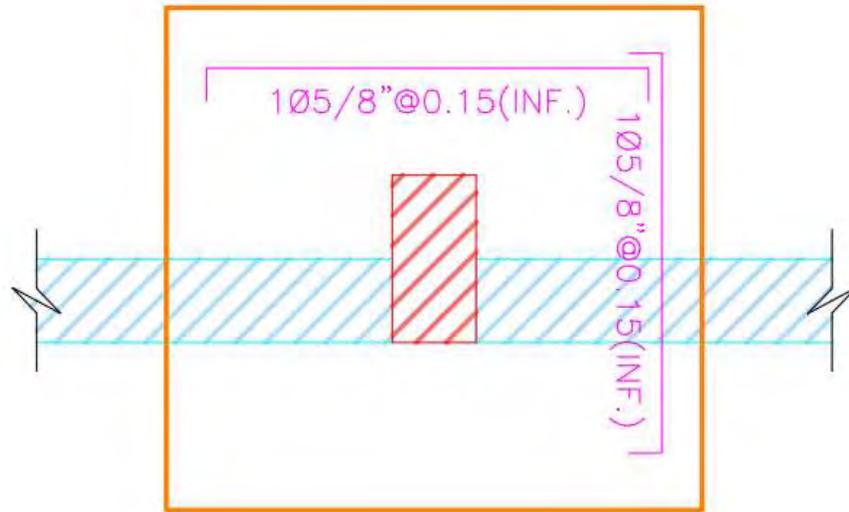


Figura 11.8 Diseño final de zapata Z-01

Zapata (Z-05)

En primer lugar, se dimensiona la zapata Z-05 teniendo en cuenta los límites de resistencia del suelo para servicio y sismo. El arreglo escogido es el mostrado en la figura 11.9.

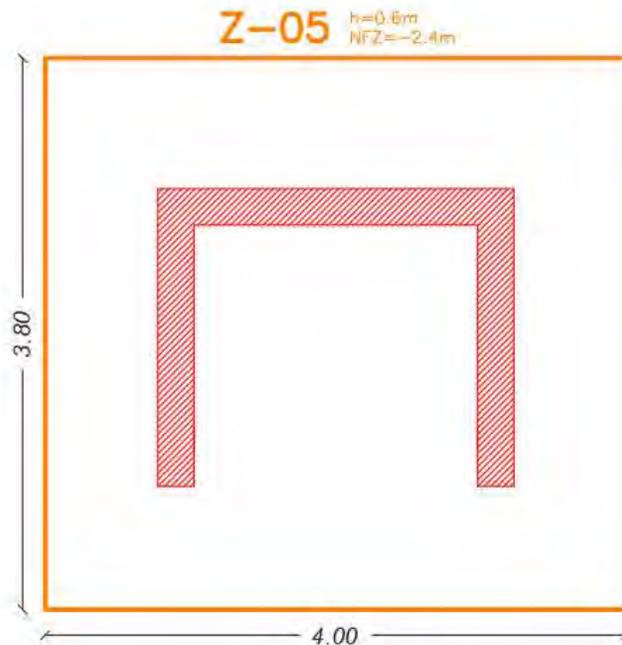


Figura 11.9 Dimensiones de la zapata Z-05

Establecidas las medidas y corrido el programa, se muestran los resultados de las resistencias del suelo respecto a las cargas de servicio (Figura 11.10), de servicio más el sismo en dirección “X” (Figura 11.11) y de servicio más el sismo en dirección “Y” (Figura 11.12), que llegan a la zapata Z-06.

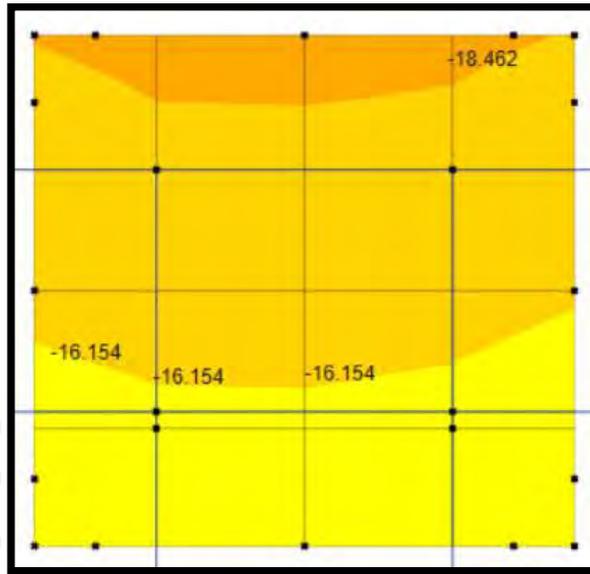


Figura 11.10 Resistencia del suelo ante cargas de gravedad (Servicio) de la zapata Z-05

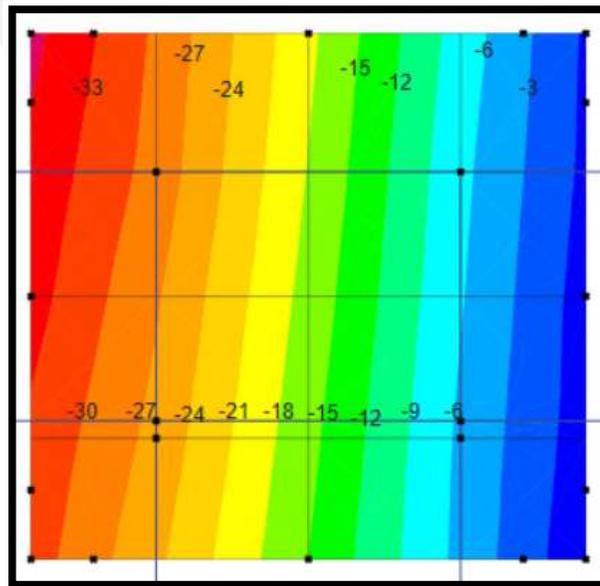


Figura 11.11 Resistencia del suelo ante cargas de gravedad y sismo en dirección “X” de la zapata Z-05

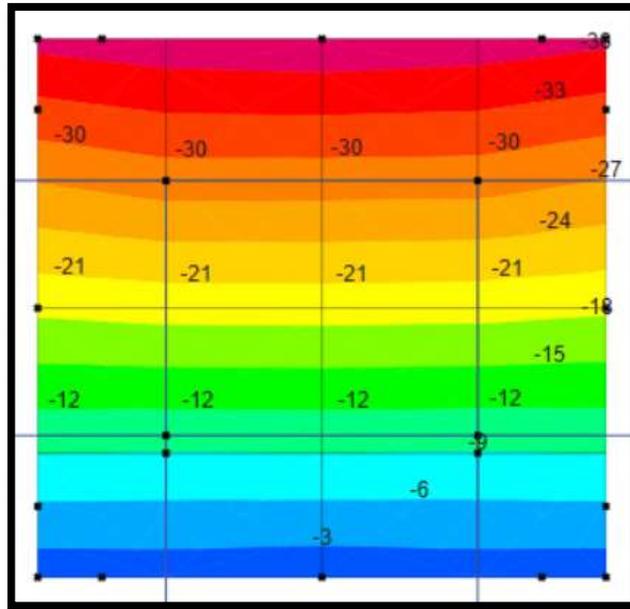


Figura 11.12 Resistencia del suelo ante cargas de gravedad y sismo en dirección “Y” de la zapata Z-05

Como se deja notar en las figuras anteriores, en ningún caso se superan las resistencias máximas del suelo, tanto en servicio (30 ton/m²) como en servicio con sismo (39 ton/m²). Por ello, se concluye que las dimensiones escogidas son las correctas.

Para realizar el diseño por corte y por flexión de la zapata en cuestión, se idealizó la zapata como una losa de un metro de ancho simplemente apoyada en los muros de corte. El esfuerzo último actuante viene representado por el mayor valor entre la amplificación por 1.5 del máximo esfuerzo sin sismo y la amplificación por 1.25 del máximo esfuerzo con sismo.

Para este escenario el esfuerzo último es igual a $38.32 \times 1.25 = 47.90 \text{ ton/m}^2$.

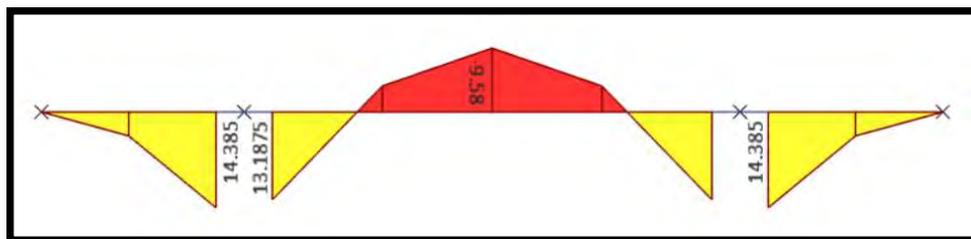


Figura 11.13 Diagrama de Momento Flector de la Zapata Z-05

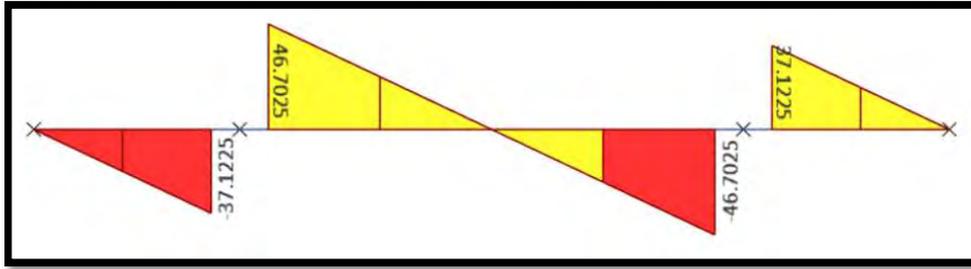


Figura 11.14 Diagrama de Fuerzas Cortantes de la Zapata Z-05

De esta forma, con los datos obtenidos, se procede a calcular la resistencia del concreto (ϕV_c) por metro de ancho y verificar si es mayor al cortante ultimo (V_u) a una distancia “d” de la cara.

- $\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times bw \times d = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 50 \times 10^{-3} = 32.64 \text{ ton}$
- $V_u \text{ (A } 50 \text{ cm de la cara)} = 22.75 \leq \phi V_c \text{ (CUMPLE)}$

Asimismo, al igual que para la zapata aislada, la determinación del acero requerido se realiza siguiendo las ecuaciones empleadas para vigas. En la Tabla 11.3, se muestran los resultados obtenidos.

Tabla 11.3 Cálculo de acero requerido en zapata Z-05

	Tramo 1	Tramo 2		Tramo 3
Mu (ton.m)	14.39	13.19	-9.58	13.19
b (m)	1.00	1.00	1.00	1.00
a (cm)	1.83	1.67	1.21	1.67
As (cm ²)	7.76	7.10	5.13	7.10

Además, es necesario determinar el acero mínimo requerido para esta zapata.

$$As_{min} = 0.0018 \times 60 \times 100 = 10.80 \text{ cm}^2$$

Según la Tabla 11.3, se necesita por metro de ancho para el acero positivo 7.76 cm² y para el acero negativo 5.13 cm². Sin embargo, de acuerdo a la Norma E.060, se debe garantizar, para la fibra en tracción por flexión, una cuantía de refuerzo no menor que 0.0012

($0.0012 \times 60 \times 100 = 7.2 \text{ cm}^2/\text{m}$). Por ello, la configuración final de la zapata Z-05 será de $1\phi 5/8'' @ 0.25 \text{ m}$ ($8 \text{ cm}^2/\text{m}$) en la zona inferior y superior del elemento, tanto para la dirección X como para la dirección Y. El diseño final de la zapata Z-05 se muestra en la figura 11.14.

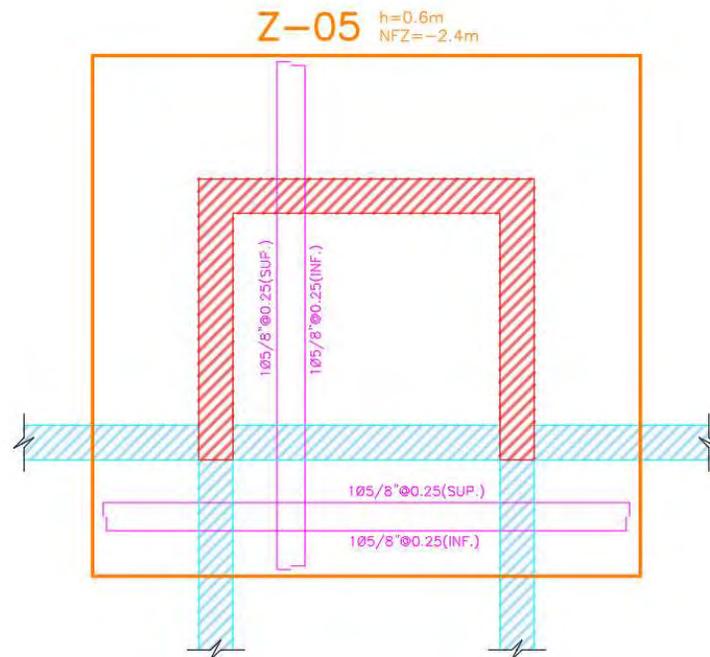


Figura 11.15 Diseño final de zapata Z-05

11.4 Viga de cimentación

Las vigas de cimentación son elementos estructurales que conectan zapatas y sirven para reducir los esfuerzos ocasionados por los momentos actuantes. Son utilizadas para conectar zapatas excéntricas (laterales y esquineras) con zapatas interiores, absorbiendo las excentricidades de las mismas.

El dimensionamiento de las vigas de cimentación se realizó analizando la longitud mayor y utilizando el criterio de $L/7$, obteniendo un valor de $\frac{4.88}{7} \approx 0.70 \text{ metros}$. Sin embargo, dado que se tienen zapatas de 0.80 metros de altura, también se optó por utilizar vigas con un peralte de 0.90 metros para que sean más rígidas que estas y poder tener un mayor control de los momentos actuantes.

A continuación, se desarrollará el análisis de la viga de cimentación VC-04.

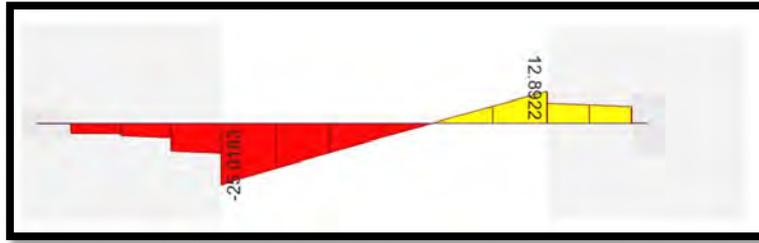


Figura 11.16 Diagrama de Momento Flector de la Viga VC-04 (ton.m)

El DMF se obtiene del programa SAFE como se muestra en la Figura 11.16. El diseño para la viga se realizará bajo los lineamientos del diseño por flexión de vigas. Asimismo, se considerará, por su altura, un refuerzo en el alma de 4 fierros de 3/8”.

Los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 11.4.

Tabla 11.4 Cálculo de acero requerido en viga de cimentación VC-04

Mu (ton.m)	25.02	12.89
b (m)	0.25	0.25
d (m)	0.64	0.64
a (cm)	10.61	5.23
As (cm ²)	11.28	5.56
As colocado (Ø)	1Ø3/4" + 2Ø1"	2Ø3/4"
As colocado (cm ²)	13.04	5.68

Finalmente, se distribuyen 2 fierros corridos de 1 pulgada en la parte superior, con un bastón de 3/4 de pulgada, y 2 de 3/4 de pulgada en la parte inferior.

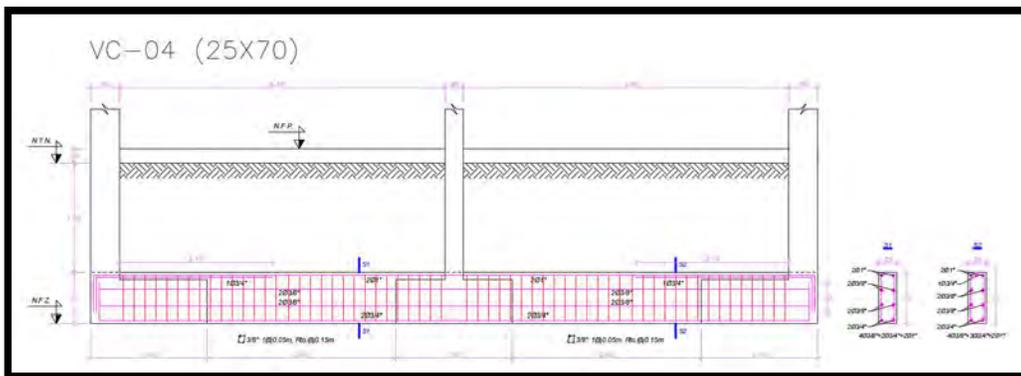


Figura 11.17 Vista en elevación de la viga de cimentación VC-04

CAPÍTULO XII: DISEÑO DE ESCALERAS

Las escaleras son elementos estructurales diseñados como losas inclinadas. Por ello, al igual que las losas anteriores, se diseñará un tramo de la escalera típica a modo de ejemplo.

De acuerdo al predimensionamiento realizado en el Capítulo IV de análisis de cargas verticales, se obtiene un espesor de garganta igual a 15 centímetros, dado una luz neta máxima de 3.20 metros. El resto de características físicas se detallan a continuación:

- *Altura de piso* = 2.70 m.
- *Número de escalones* = 15
- *Altura del contrapaso* = $\frac{2.7}{15} = 0.18$ m.
- *Longitud del paso* = 0.25 m.

El metrado de cargas del tramo inclinado se realiza de acuerdo a la fórmula 4-1 y los tramos rectos (descansos), se metran como tramos normales de losas. En la tabla 12.1 se muestra el resumen del metrado de cargas realizado para la escalera típica.

Tabla 12.1 Resumen del metrado de cargas de la escalera típica

TRAMO DE ESCALERA	
CARGA MUERTA	0.76 ton/m
CARGA VIVA	0.20 ton/m
TRAMO DE DESCANSO	
CARGA MUERTA	0.46 ton/m
CARGA VIVA	0.20 ton/m

De acuerdo a lo planteado anteriormente, se modela la escalera en ETABS, se carga con los valores de la tabla 12.1 y se obtiene el diagrama de momentos flectores (Figura 12.1) y el diagrama de fuerzas cortantes (Figura 12.2).

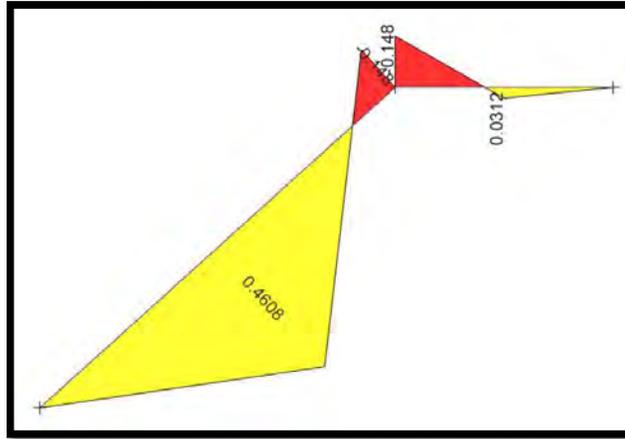


Figura 12.1 Diagrama de momentos flectores del tramo 1 de la escalera típica

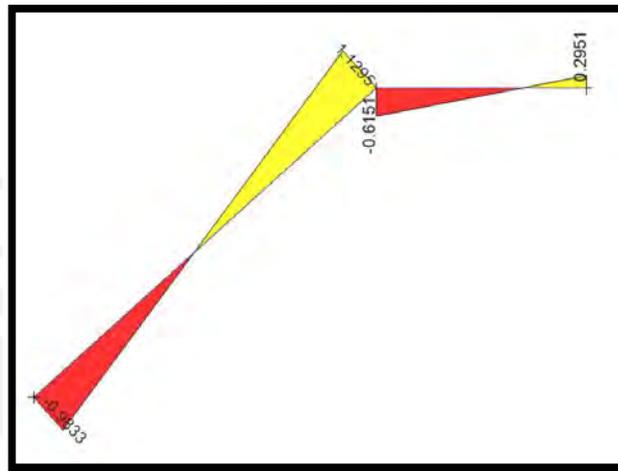


Figura 12.2 Diagrama de fuerzas cortantes del tramo 1 de la escalera típica

El diseño por flexión se realizó considerando 1 metro de ancho y un espesor de 0.15 metros. El procedimiento es el mismo que el realizado en el diseño de vigas y la cuantía mínima a considerar corresponde a la mostrada a continuación.

$$As_{min} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100 \times 15 = 2.7 \text{ cm}^2 (\phi 3/8 @ 0.25m)$$

Tabla 12.2 Cálculo de acero colocado en el tramo 1 de la escalera típica

Mu (ton.m)	As requerido (cm2)	As colocado (cm2)	As colocado (ϕ)
0.46	0.10	2.70	$\phi 3/8 @ 0.25 \text{ m}$
0.15	0.31	2.70	$\phi 3/8 @ 0.25 \text{ m}$
0.15	0.06	2.70	$\phi 3/8 @ 0.25 \text{ m}$

Como se deja notar, las solicitaciones de acero son pequeñas, por lo que se coloca el mínimo de 3/8" cada 25 centímetros para todos los casos.

La verificación por cortante se realiza de la misma forma que en vigas y se analiza para 1 metro de ancho y un espesor de 15 centímetros con un peralte efectivo de 12 centímetros. Los resultados se muestran en la Tabla 12.3.

Tabla 12.3 Verificación por cortante del tramo 1 de la escalera típica

Vu (ton)	ϕV_c (ton)	¿CUMPLE?
0.98	7.83	SI
1.13	7.83	SI
0.62	7.83	SI
0.30	7.83	SI

Como se deja notar, la escalera cumple por cortante, siendo verificado el espesor de garganta escogido.

Finalmente, en la Figura 12.3, se observa el diseño final del tramo 1 de la escalera típica.

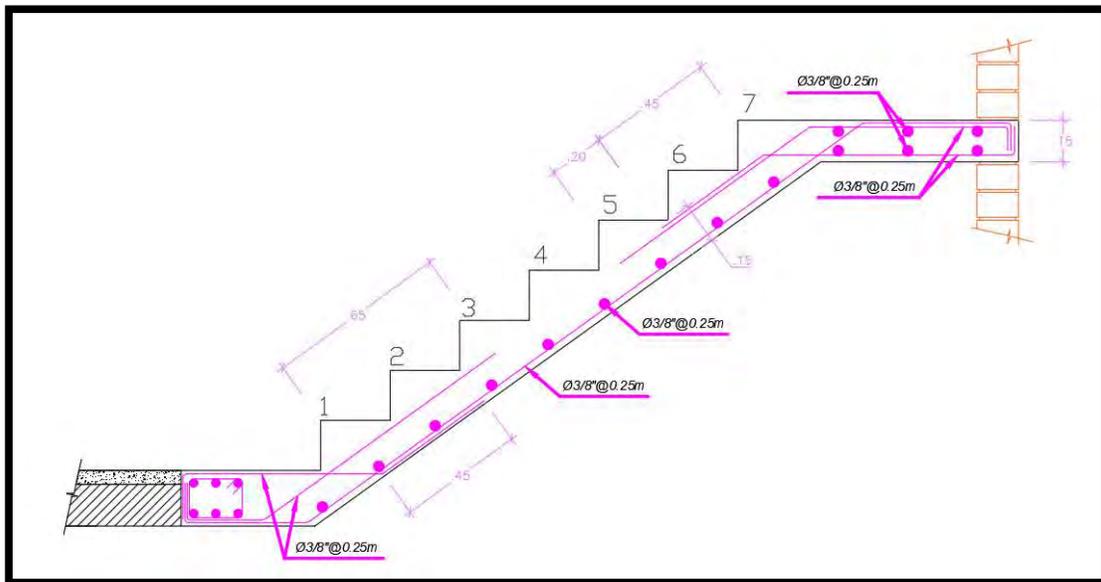


Figura 12.3 Diseño final de tramo 1 de la escalera típica

CAPÍTULO XIII: COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

El diseño estructural del edificio multifamiliar de la presente tesis ha supuesto un análisis completo del funcionamiento individual y colectivo de todos los elementos estructurales que la conforman, buscando la no alteración de la arquitectura inicial y siguiendo los lineamientos del reglamento nacional de edificaciones.

ANÁLISIS PRELIMINARES PARA EL DISEÑO Y MODELADO

El predimensionamiento del peralte de vigas se realizó con los criterios de la luz neta entre 10 y 12, escogiendo el valor de mayor peralte para la uniformización total. En el caso de las columnas, se predimensionó a partir de una carga axial asumida de 1 tonelada por metro cuadrado, obteniéndose valores pequeños de área de sección de columna, los cuales fueron aumentados y ajustados para tener columnas más rígidas. En el caso de las placas, tanto sus espesores como sus medidas fueron dimensionados a partir del análisis sísmico primando la búsqueda de una estructura sin irregularidades que no tienda al giro.

Como se ha descrito en todo el documento, el análisis general de la edificación, sin contar cimentaciones, ha sido realizado en ETABS, debido a que no solo permite realizar análisis por cargas de gravedad, sino que también permite realizar análisis sísmicos. Además, es necesario aclarar que, si bien esta herramienta puede realizar el diseño de los elementos de concreto armado, se emplearon hojas de cálculo, dado que el programa suele tener errores por la complejidad del análisis total.

DESARROLLO DEL ANÁLISIS SÍSMICO

Respecto al análisis sísmico, se realizó la asunción inicial de un sistema estructural de muros estructurales, el cual fue corroborado al obtener la cortante en la base que tomaban las placas

respecto al de la edificación (mayor al 70%). Asimismo, se asumió una estructura regular en ambos sentidos, lo cual también fue verificado con los resultados del modelo.

Por otro lado, respecto del análisis de derivas de entrepiso, se obtuvieron resultados óptimos, debido a que, en la dirección XX, se obtuvo 0.0065 y, en la dirección YY, se obtuvo 0.0058, los cuales son menores a 0.007 que exige la norma E.030 como máximo admisible.

Luego, con el fin de asegurar que la cortante obtenida a través del análisis dinámico represente al menos el 80% de la cortante obtenida mediante el análisis estático, fue necesario aplicar una amplificación de cargas. En la dirección X-X y en la dirección YY, las cargas del análisis se amplificaron en un factor de 1.08. Estas cargas amplificadas finales fueron las utilizadas para el análisis y posterior diseño en concreto armado.

ANALISIS Y COMENTARIOS DE LA ESTRUCTURACION ESCOGIDA

Como se observa del análisis modal, las mayores masas participativas en los dos primeros modos de vibración son de traslación en “X” (primer modo) e “Y” (segundo modo). Este hecho implica que la estructura tenderá a desplazarse en estos sentidos ante los efectos de cargas laterales. Tener modos de traslación en las primeras frecuencias naturales de una estructura proporciona un indicador de su estabilidad, resistencia a las vibraciones no deseadas y facilita el análisis y diseño eficiente, lo que contribuye a un rendimiento estructural óptimo.

Asimismo, se deja notar que el movimiento tenderá a iniciarse en la dirección XX, lo cual tiene sentido, dada la forma rectangular de la edificación y la orientación de las placas y columnas.

En conclusión, la estructuración escogida y desarrollada es correcta y óptima económicamente porque cumple con todos los parámetros establecidos por la NTP y, a su vez, porque utiliza pocos elementos estructurales, tipo muros de corte, para cumplir con dichos lineamientos.

DISEÑO EN CONCRETO ARMADO

Respecto al diseño en concreto armado, se corroboraron los predimensionamientos de todos los elementos estructurales (losas, vigas, columnas y placas), y se dotaron de acero de refuerzo,

sin llegar a congestionar la sección o complicar el vaciado de concreto posterior. Sin embargo, es preciso aclarar que, para el caso de las columnas, la sección escogido se vio sobredimensionada, ya que solo se requería una cantidad mínima de refuerzo. A pesar de esto, se decidió mantener las secciones originales buscando primar secciones de columna más rígidas que las de las vigas.

CIMENTACIONES

Respecto al software utilizado, el principal programa fue SAFE, debido a su compatibilidad con ETABS, su similar manejo y porque permite realizar un análisis más completo considerando la relación de todos los elementos estructurales que la componen. En otras palabras, para el caso de estudio, considera el efecto de las vigas de cimentación en las zapatas, reduciendo los esfuerzos y evitando sobredimensionamientos.

Asimismo, cabe recalcar que también se utilizó el programa SAP para corroborar el análisis y diseño de zapatas combinadas.

Respecto del diseño de cimentación resultante, se considera una altura de zapata de 60 y 80 centímetros en función a los requerimientos de corte de ciertas zapatas (Z-06 y Z-07). Asimismo, se opta por utilizar vigas de cimentación que conecten las zapatas laterales con las centrales, para transmitir los momentos y evitar posibles fenómenos de volteo (momentos positivos altos en la base de las zapatas).

Asimismo, como se observa de los resultados, en muchas combinaciones de cargas, la capacidad portante del suelo resulta muy cercana a la carga última recibida, por lo que se acepta que las dimensiones escogidas son óptimas para este modelo.

COMENTARIOS FINALES

El análisis y diseño general ha permitido obtener una estructura multifamiliar sólida, económica y resistente, plasmando los conocimientos adquiridos por la bibliografía adjunta y por los años de estudio universitario.

Se establece, además, que el proyecto es apto para ejecutarse, rigiéndose a cabalidad con lo detallado en los planos de estructuras, con el objetivo de evitar dificultades durante la construcción del edificio y asegurar que se construya de acuerdo con las expectativas establecidas.



BIBLIOGRAFIA

- **AFUSO MUÑOZ, MINORU**, Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil: Diseño estructural de un edificio de concreto armado de cinco pisos y tres sótanos ubicado en el distrito de Barranco, PUCP, Lima 2017.
- **BLANCO BLASCO, ANTONIO**, Estructuración y diseño de edificios de concreto armado, Colegio de Ingenieros del Perú, Lima 1994.
- **MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO**, Reglamento Nacional de Edificaciones, Lima 2006.
- **MORRISON, NELSON**, Tesis para optar al grado de Magister: Interacción Suelo-Estructura: Semi-espacio de Winkler, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona 1993
- **MUÑOZ PELAEZ, JUAN**, Ingeniería Sismorresistente, PUCP, Lima 2004.
- **OTTAZZI PASINO, GIANFRANCO**, Apuntes del Curso: Concreto Armado 1, Pontifica Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería, Lima 2018.
- **PEÑARANDA VILLALOBOS, CHRISTIAN**, Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil: Diseño estructural de un edificio multifamiliar de 6 con semisótano ubicado en Jesús María, PUCP, Lima 2020.

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

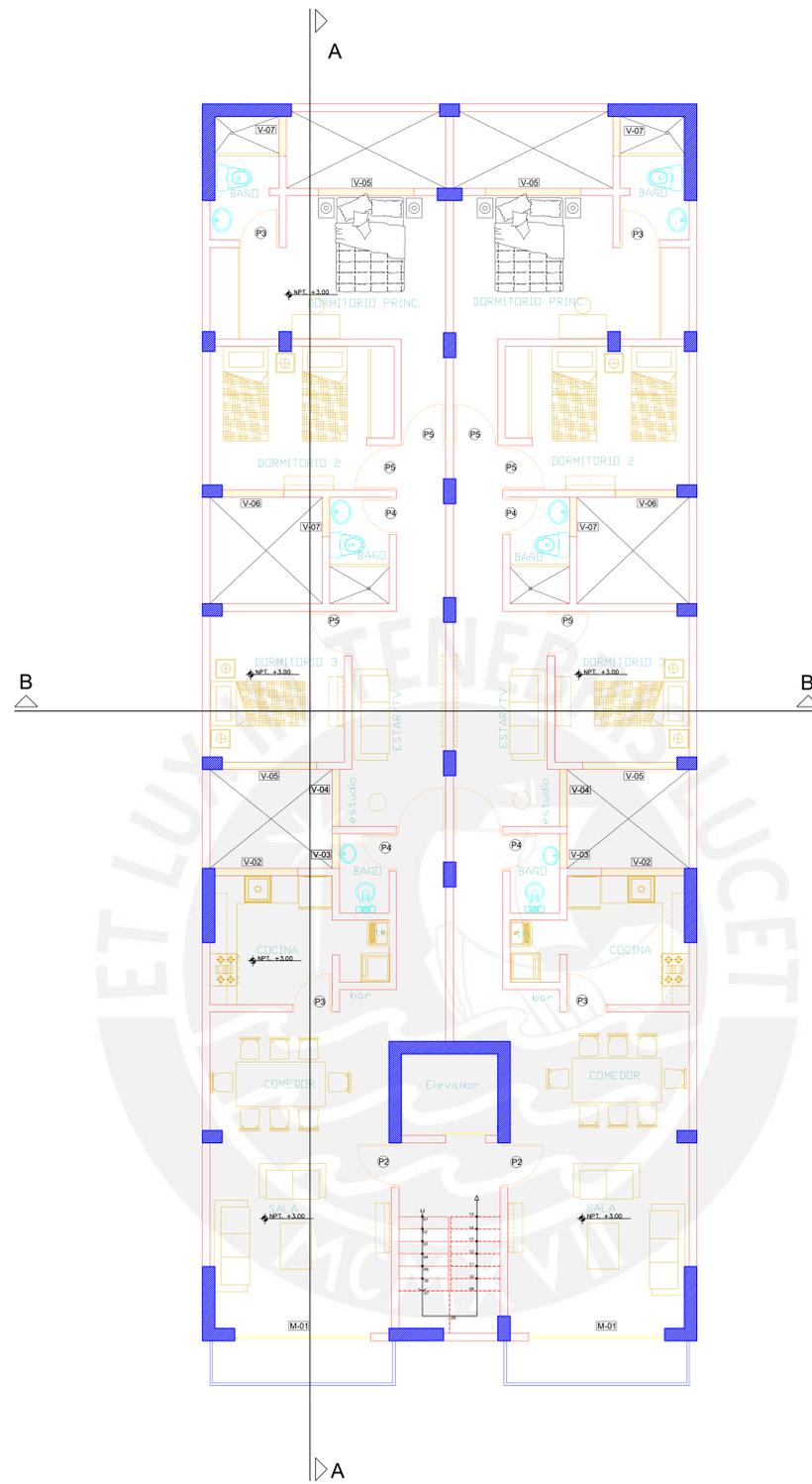
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



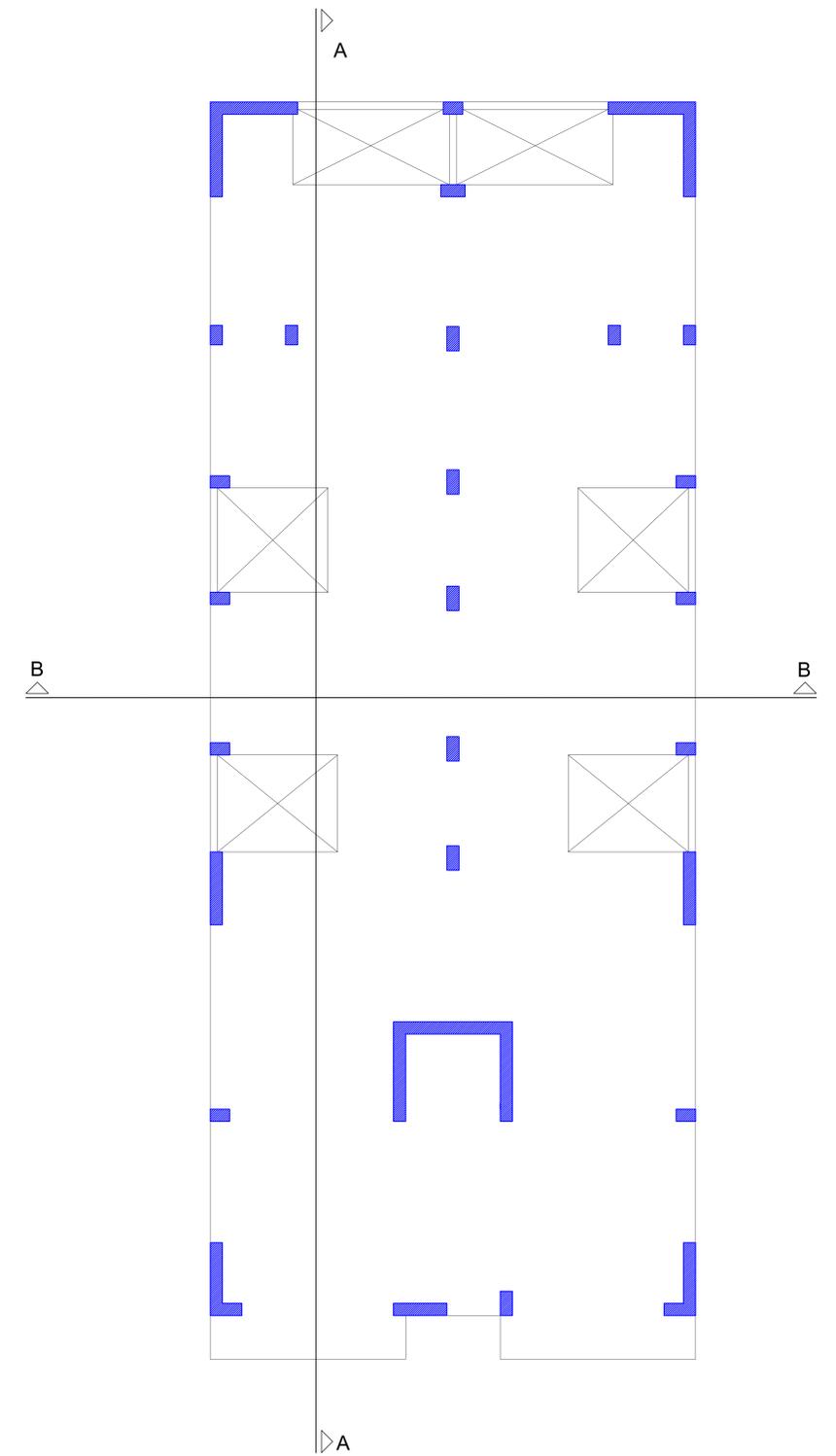
**ANEXOS DE PLANOS DE
ARQUITECTURA**



PISO 1 (1/50)



PISO TIPICO 2-6 (1/50)



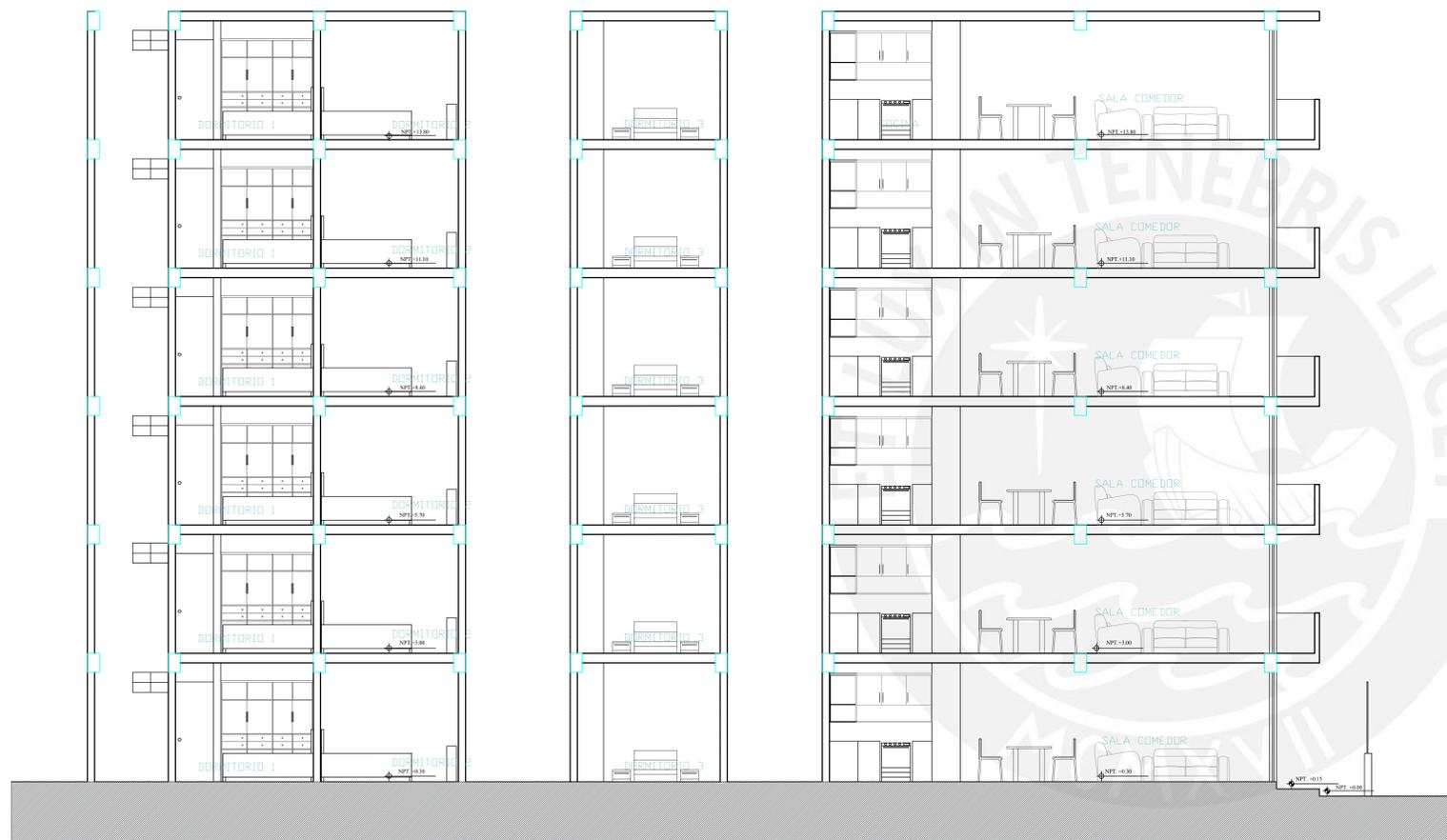
AZOTEA (1/50)

CUADRO DE VANOS				
Código	Alfeizer	Alto	Ancho	Observaciones
P1	=====	2.20	1.20	Puerta vidriada con aluminio
P2	=====	2.20	1.00	Puerta de madera
P3	=====	2.10	0.80	Puerta de madera
P4	=====	2.10	0.75	Puerta de madera contraplacada
P5	=====	2.10	0.90	Puerta de madera contraplacada
P6	=====	2.30	1.00	Puerta de vidrio con aluminio
V-01	=====	1.10	1.40	Ventana de aluminio
V-02	=====	1.30	1.00	Ventana de aluminio
V-03	=====	2.10	0.40	Ventana de aluminio
V-04	=====	0.35	1.30	Ventana de aluminio
V-05	=====	0.90	1.40	Ventana de aluminio
V-06	=====	2.10	0.40	Ventana de aluminio
V-07	=====	1.90	0.40	Ventana de aluminio
M-01	=====	2.3	2.63	Mampara
M-02	=====	2.3	1.15	Mampara
M-03	=====	2.3	1.30	Mampara
M-04	=====	2.30	0.80	Mampara

Alura de piso a techo: 2.5 metros



PROYECTO:	PROYECTO MULTIFAMILIAR	
PLANO:	PLANTAS: PISO 1, TIPICO Y AZOTEA	
RESPONSABLE:	CARLOS JOAO SALDAÑA BECERRA	ESCALA: 1/50
ASESOR:	PAULO ISRAEL MEJIA TREJO	A-01

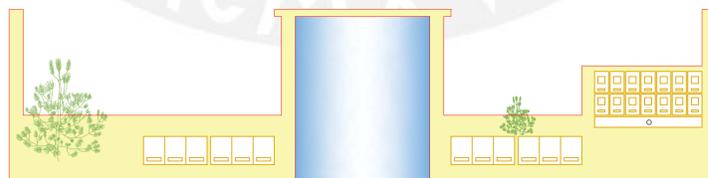
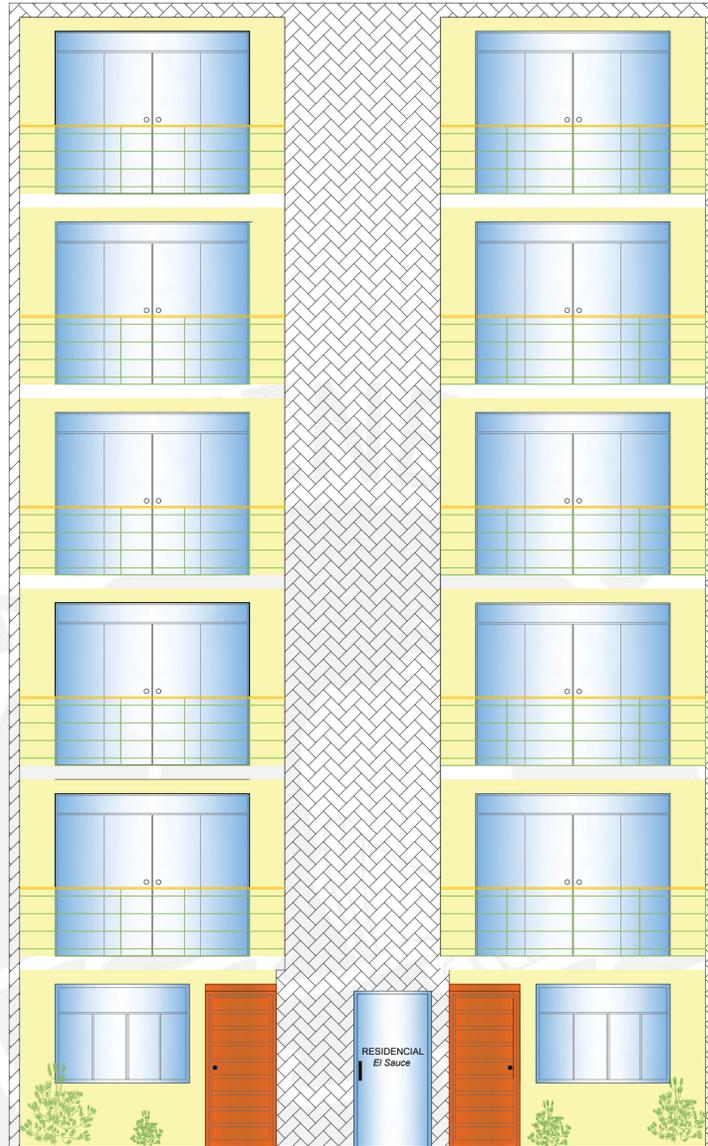


CORTE A-A (1/50)



CORTE B-B (1/50)

	PROYECTO:	PROYECTO MULTIFAMILIAR	
	PLANO:	CORTES: A-A Y B-B	
	RESPONSABLE:	CARLOS JOAO SALDAÑA BECERRA	ESCALA: 1/50
	ASESOR:	PAULO ISRAEL MEJIA TREJO	A-02



MURALLA

	PROYECTO:	PROYECTO MULTIFAMILIAR	
	PLANO:	FACHADA Y MURALLA	
	RESPONSABLE:	CARLOS JOAO SALDAÑA BECERRA	ESCALA: 1/50
	ASESOR:	PAULO ISRAEL MEJIA TREJO	A-03

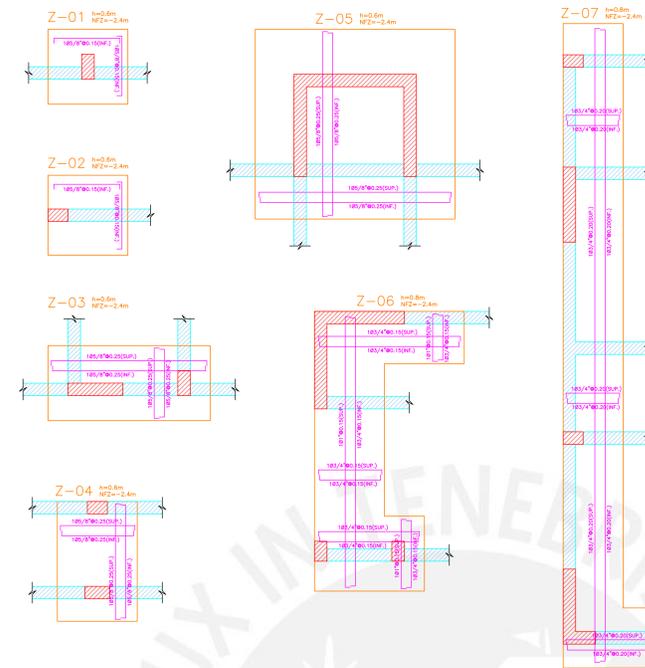
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA

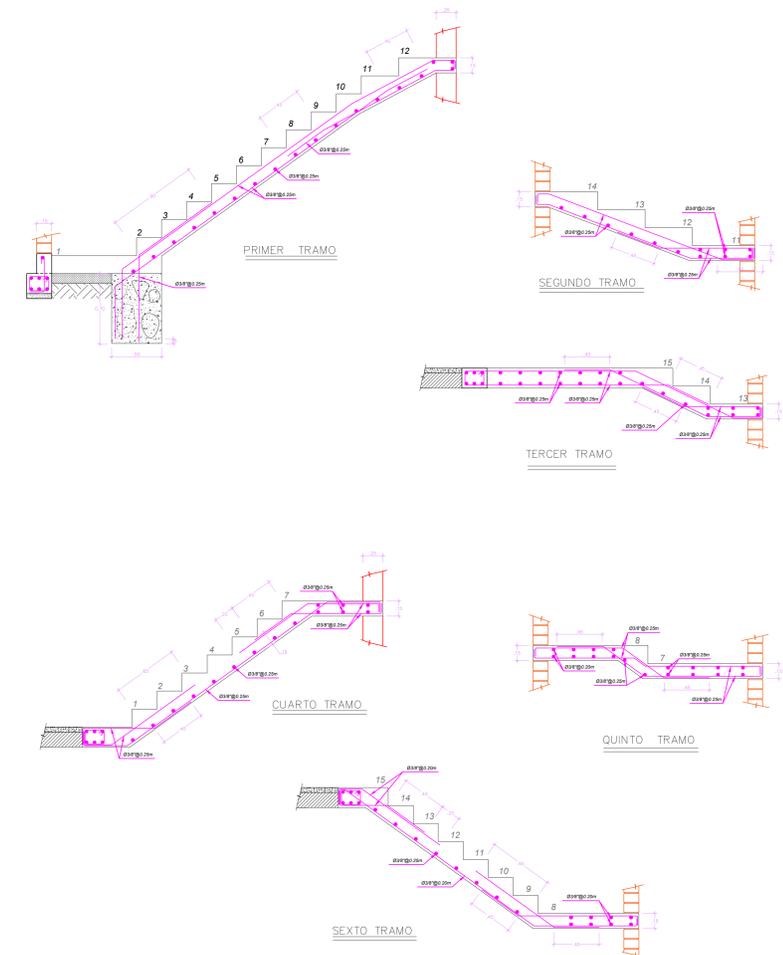


**ANEXOS DE PLANOS DE
ESTRUCTURAS**

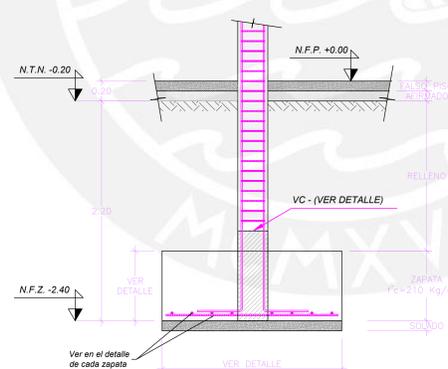
DETALLE DE ZAPATAS – PLANTA (1/50)



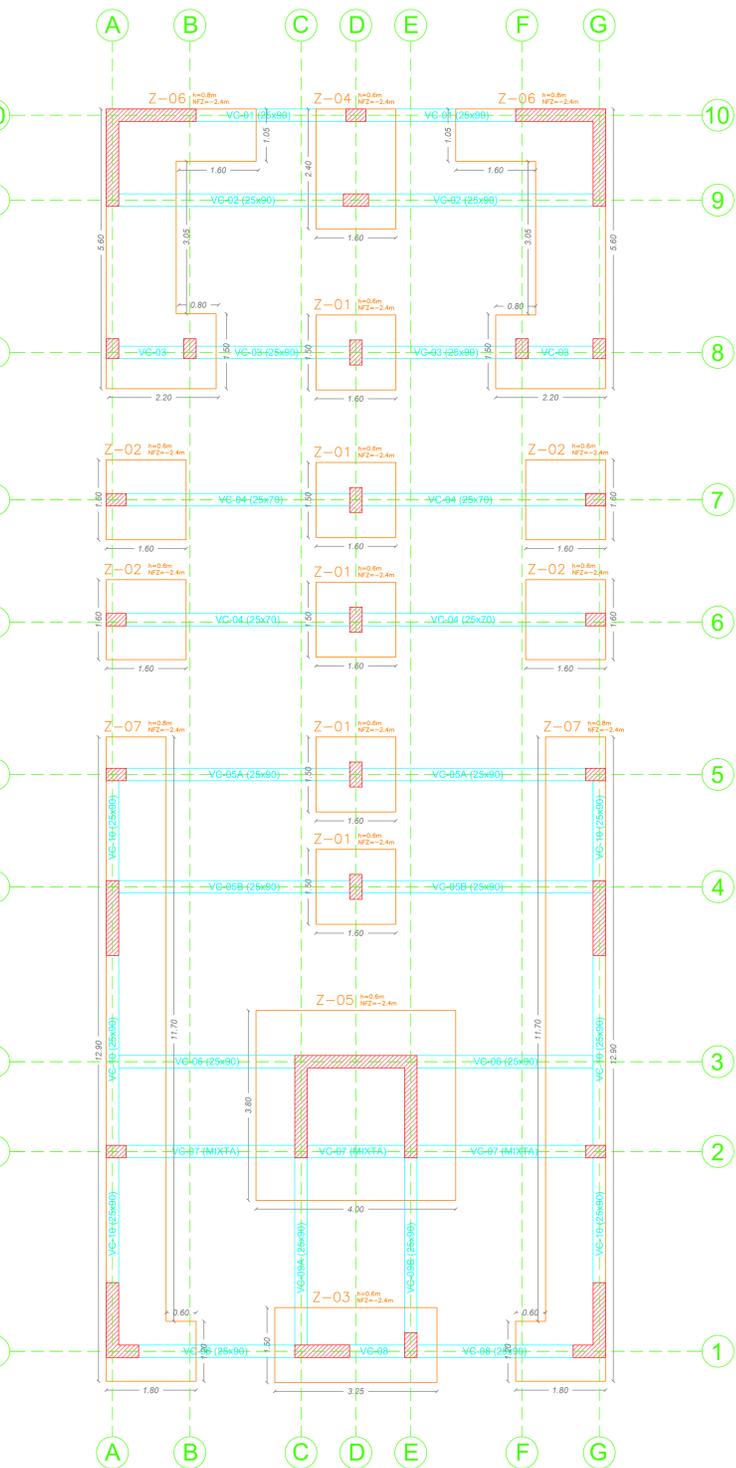
DETALLE DE ESCALERAS (1/50)



DETALLE DE ZAPATA TÍPICA – ELEVACION (1/50)



LEYENDA	
	TERRENO NATURAL
	CRUZE DE VIGA
	N.F.P. NIVEL DE FALSO PISO
	N.T.N. NIVEL DE TERRENO NATURAL
	N.F.Z. NIVEL DE FONDO DE ZAPATA

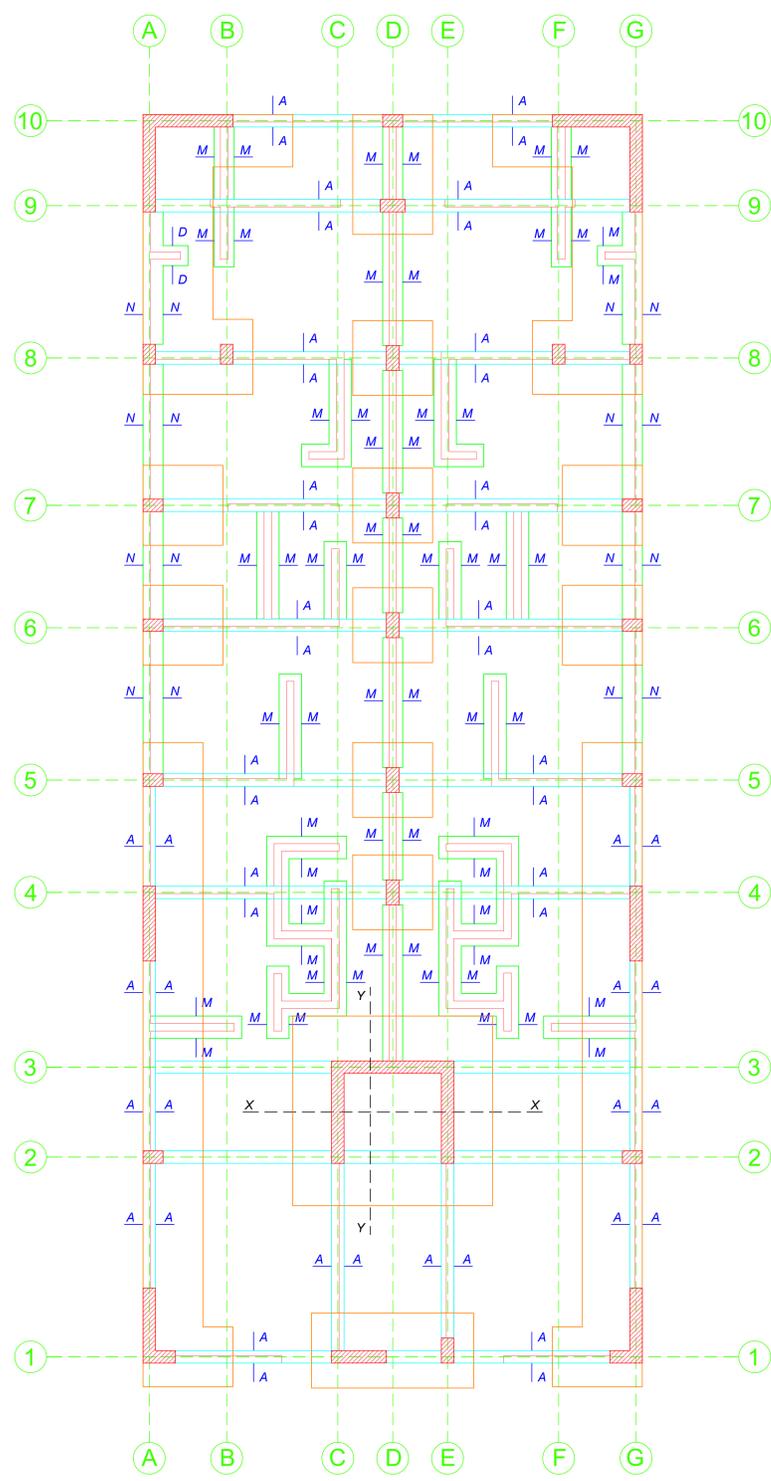


PLANO DE CIMENTACIONES – GENERAL (1/50)

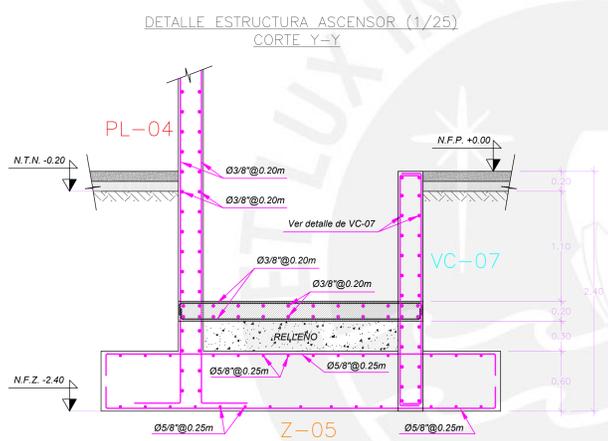
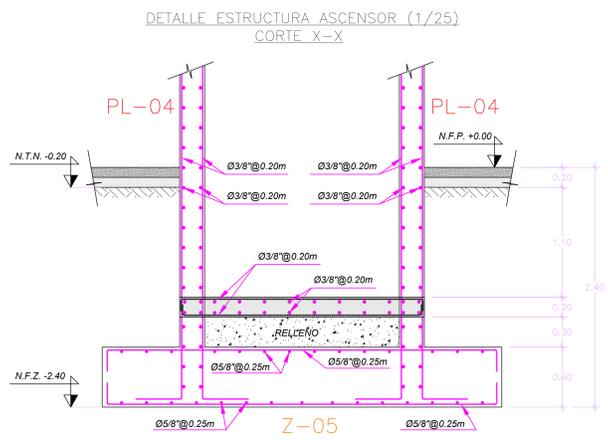
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS		ESPECIFICACIONES DE ANALISIS Y DISEÑO	
ACERO DE REFUERZO Barras corrugadas Grado 60 ASTM A615: $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$		DOCUMENTOS NORMATIVOS Norma Técnica de Cargas E020 Norma Técnica de Diseño Sismorresistente E030 Norma Técnica de Concreto Armado E060 Norma Técnica de Albañilería E070	SUELO DE FUNDACION -Profundidad de Cimentación : $D_f = 2.40 \text{ m}$, -Presión admisible : $q_a = 3 \text{ kg/cm}^2$ -Tipo de Cimentación : Conformado por Zapatas conectadas Zapatas combinadas y vigas de cimentación -Tipo de suelo según Norma Sismorresistente : Factor de suelo (S3) y Factor de Zona (Z3) \rightarrow Factor de suelo 1.20
RECUBRIMIENTOS MÍNIMOS DEL ACERO En zapatas: $r = 7.5 \text{ cm}$ En vigas de cimentación: $r = 5 \text{ cm}$ En columnas y vigas: $r = 4 \text{ cm}$ En losas, muros y escaleras: $r = 2 \text{ cm}$		CARGAS DE DISEÑO Cargas Permanentes Concreto armado 2.40 Tn/m ³ Albañilería (Ladrillo king Kong Estándar) 0.26 Tn/m ² Piso terminado 0.10 Tn/m ²	Características de los Materiales -Resistencia a la compresión de vigas y columnas : 210.0 Kg/cm^2 -Resistencia a la compresión de vigas de cimentación : 210.0 Kg/cm^2 -Resistencia a la compresión de losas aligeradas : 210.0 Kg/cm^2 -Modulo de elasticidad del Concreto : $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2 - E_c = 2200000 \text{ Tn/m}^2$
CALIDAD DEL CONCRETO En cimientos corridos: cemento/hormigón $f_c' 100 \text{ Kg/cm}^2 + 30\% \text{ PG6}^*$ En solados: C'12 cemento/hormigón En falso pisos: $f_c' = 140 \text{ Kg/cm}^2$		Parámetros Empleados para el análisis dinámico Parámetros de Sitio 1.- Zonificación: Zonificación Sísmica Zona 3 Factor de Zona $Z = 0.35$ Factor de Uso $U = 1.00$ Factor de Amplificación Sísmica $C = 2.51 (T_p/T) \leq 2.5$ Factor de Suelo $S = 1.20$ Suelo Flexible Factor de muros $R = 6$ Sistema de muros Factor de Reducción de Capacidad $T_p = 1.0 \text{ seg}$ $g = 9.81 \text{ m/seg}^2$ aceleración de la gravedad	Peso unitario del Concreto $Y = 2400.0 \text{ Kg/cm}^3$ Peso unitario de albañilería $Y = 1800.0 \text{ Kg/cm}^3$ Esfuerzo de fluencia del Acero $f_y = 4200.0 \text{ Kg/cm}^2$



PROYECTO:	PROYECTO MULTIFAMILIAR	
PLANO:	CIMENTACIONES Y DETALLES – 1	
RESPONSABLE:	CARLOS JOAO SALDAÑA BECERRA	ESCALA: 1/50
ASESOR:	PAULO ISRAEL MEJIA TREJO	E-01



PLANO DE CIMENTACIONES - CORTES (1/50)

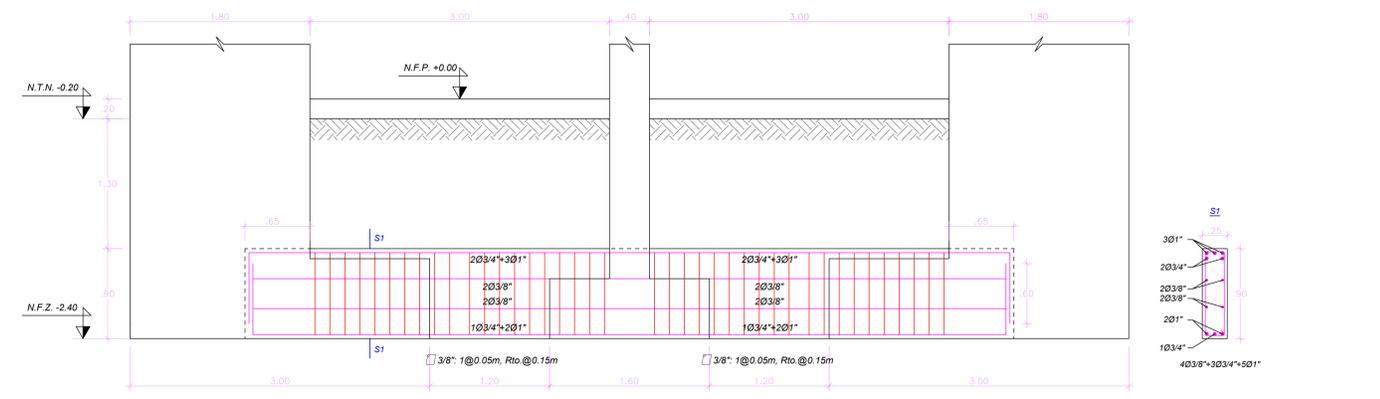


LEYENDA

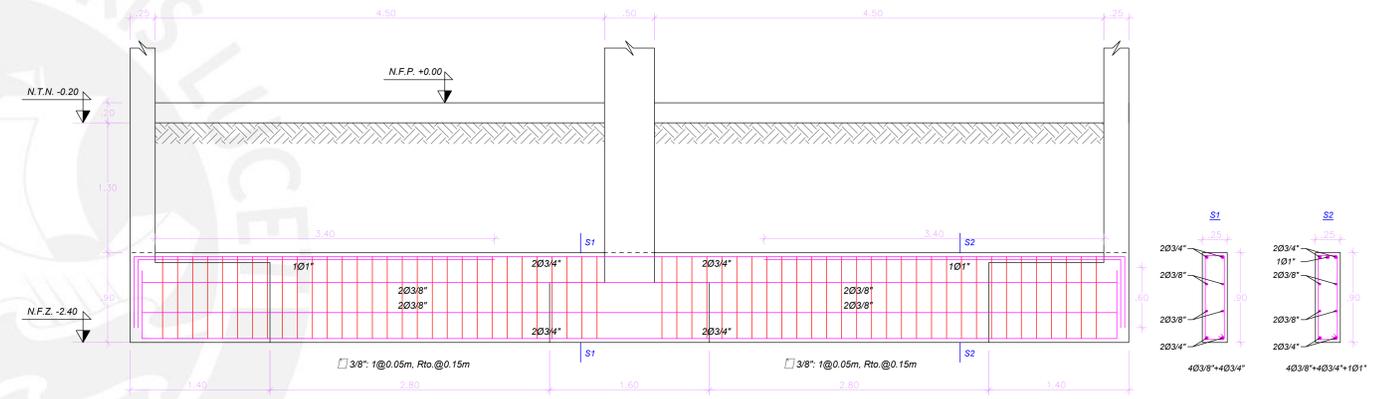
	TERRENO NATURAL
	CRUZE DE VIGA
	N.F.P. NIVEL DE FALSO PISO
	N.T.N. NIVEL DE TERRENO NATURAL
	N.F.Z. NIVEL DE FONDO DE ZAPATA

DETALLE DE VIGAS DE CIMENTACION (1/25)

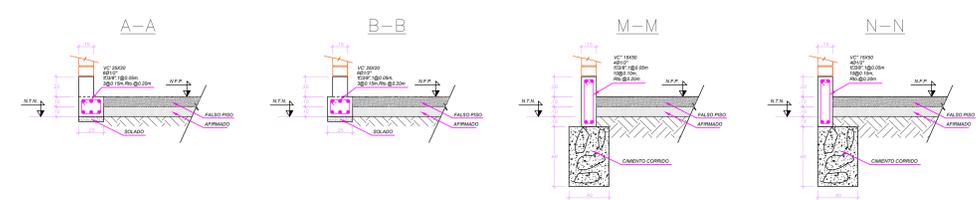
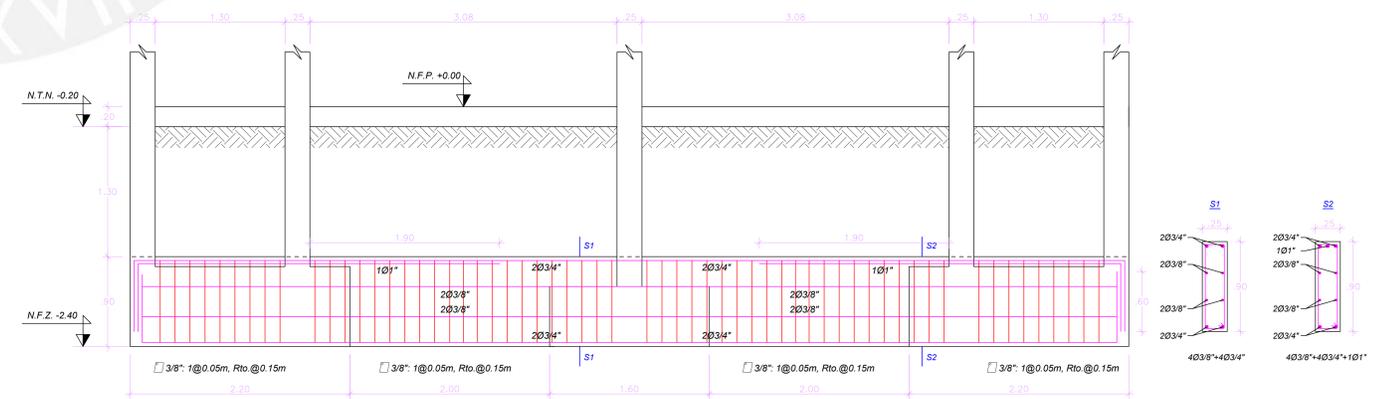
VC-01 (25X90)



VC-02 (25X90)



VC-03 (25X90)

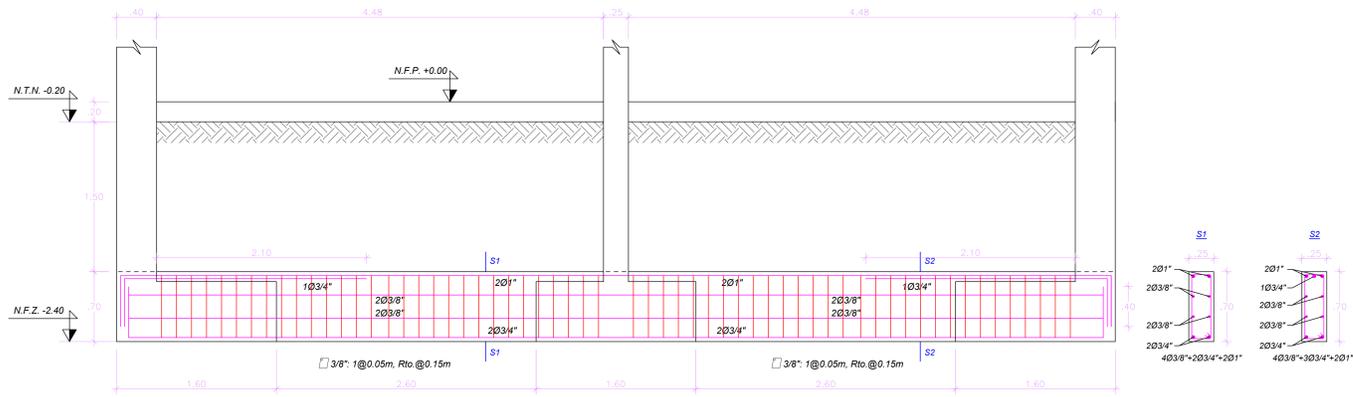


DETALLE DE CIMIENTOS (1/25)

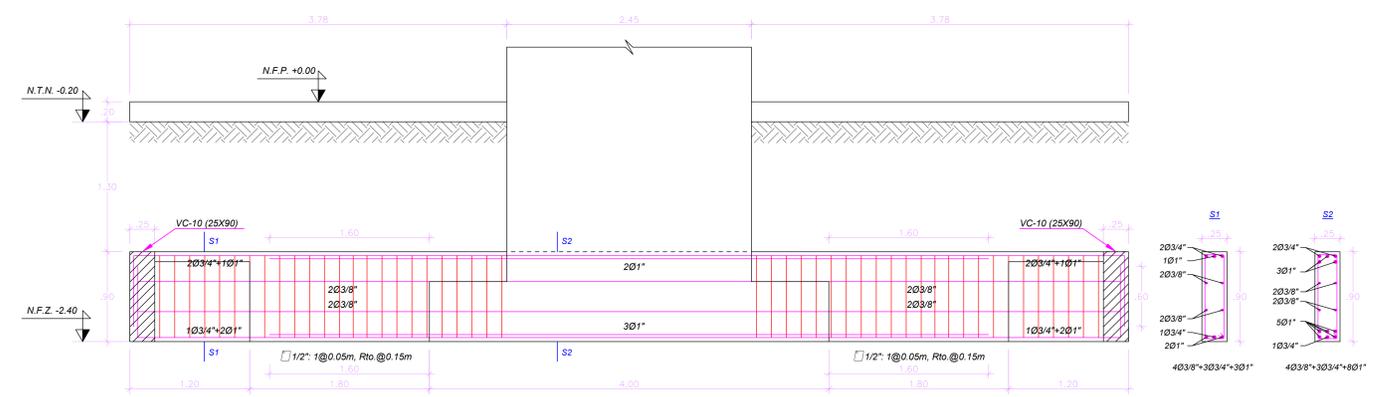


PROYECTO:	PROYECTO MULTIFAMILIAR		
PLANO:	CIMENTACIONES Y DETALLES - 2		
RESPONSABLE:	CARLOS JOAO SALDAÑA BECERRA	ESCALA:	Indicada
ASESOR:	PAULO ISRAEL MEJIA TREJO		E-02

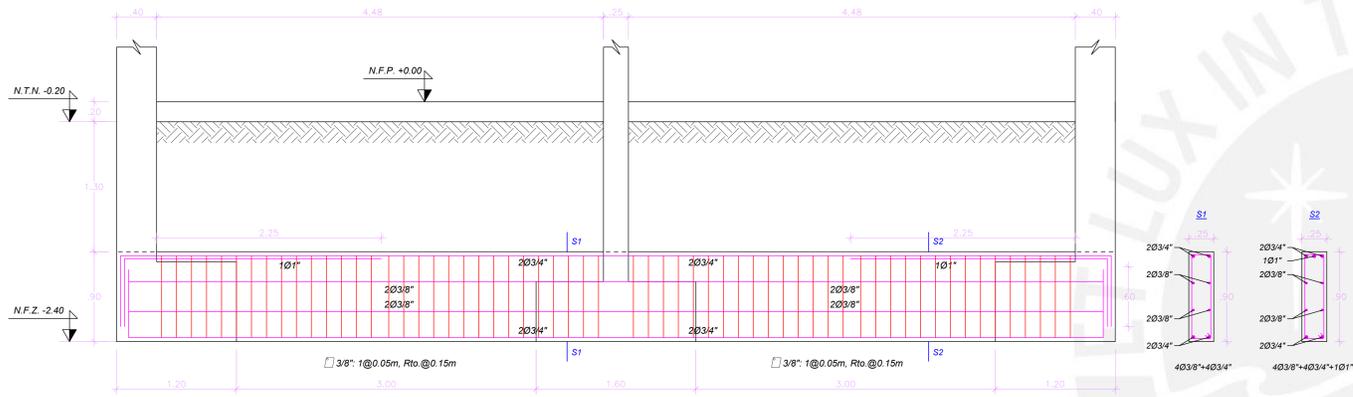
VC-04 (25X70)



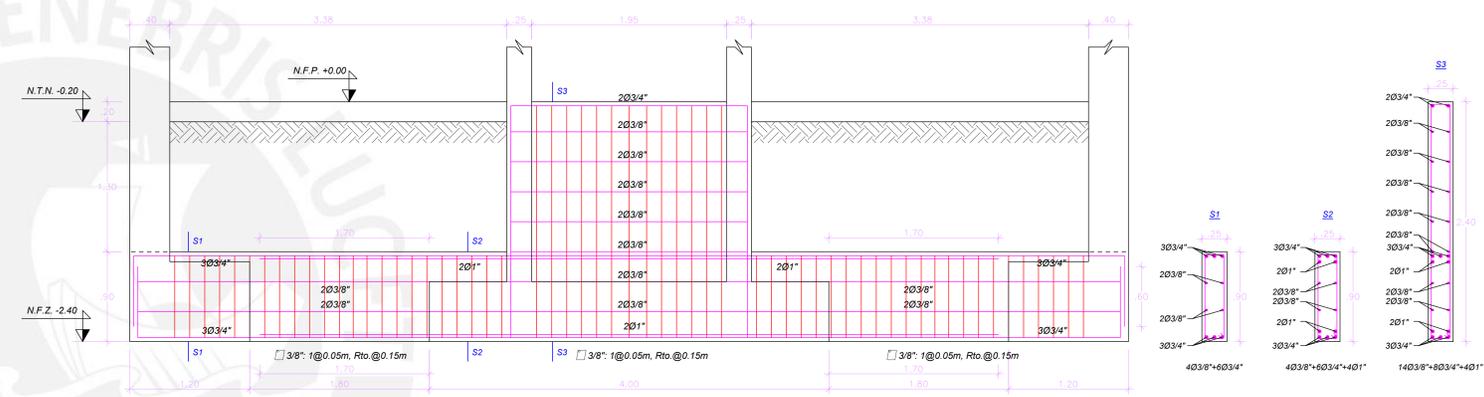
VC-06 (25X90)



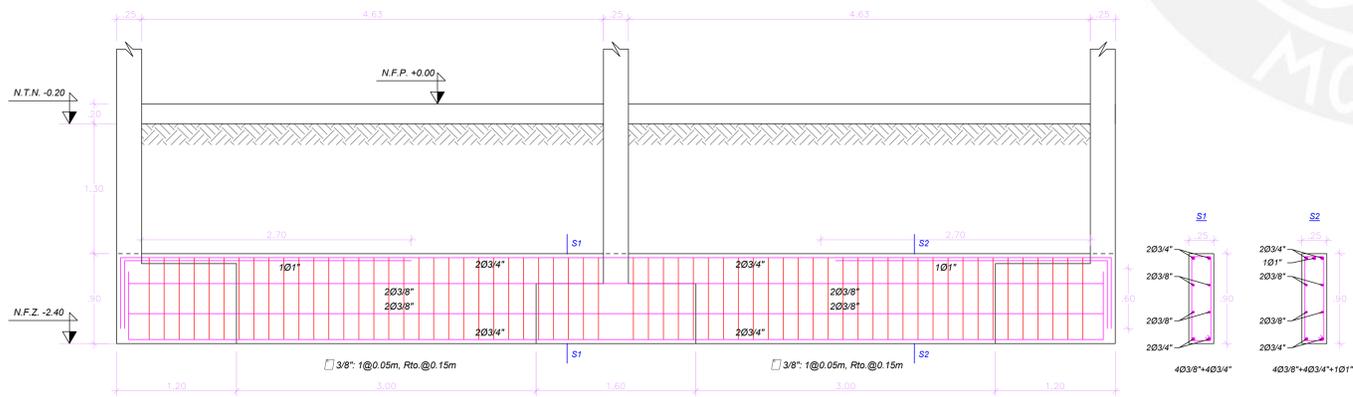
VC-05A (25X90)



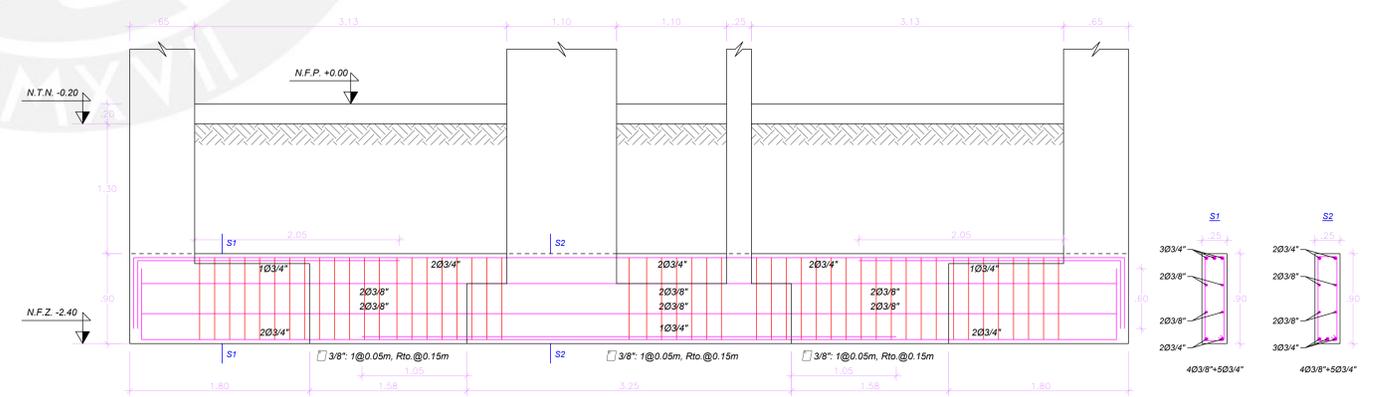
VC-07 (MIXTA)



VC-05B (25X90)



VC-08 (25X90)

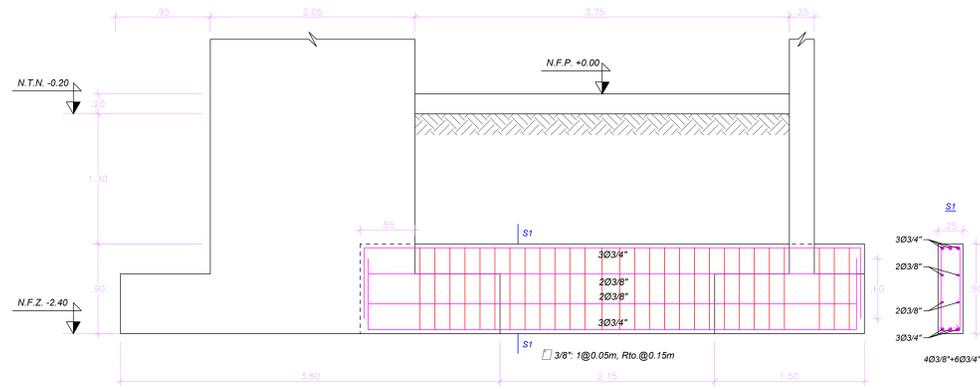


LEYENDA	
	TERRENO NATURAL
	CRUZE DE VIGA
	N.F.P. NIVEL DE FALSO PISO
	N.T.N. NIVEL DE TERRENO NATURAL
	N.F.Z. NIVEL DE FONDO DE ZAPATA



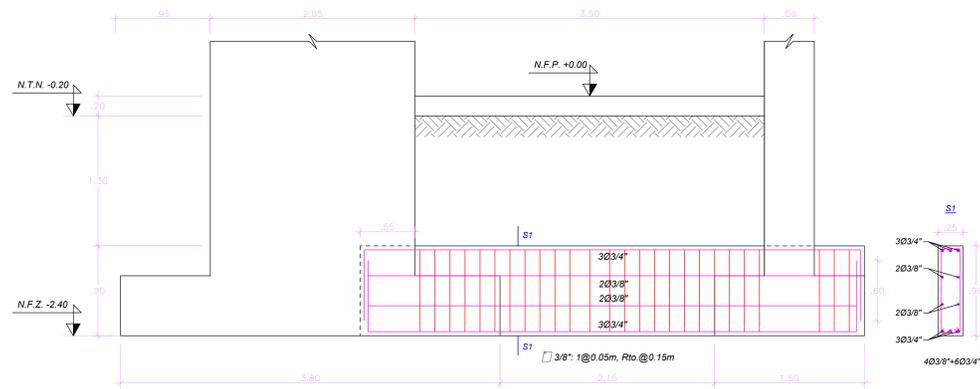
PROYECTO:	PROYECTO MULTIFAMILIAR	
PLANO:	CIMENTACIONES Y DETALLES - 3	
RESPONSABLE:	CARLOS JOAO SALDAÑA BECERRA	ESCALA: 1/25
ASESOR:	PAULO ISRAEL MEJIA TREJO	E-03

VC-09A (25X90)

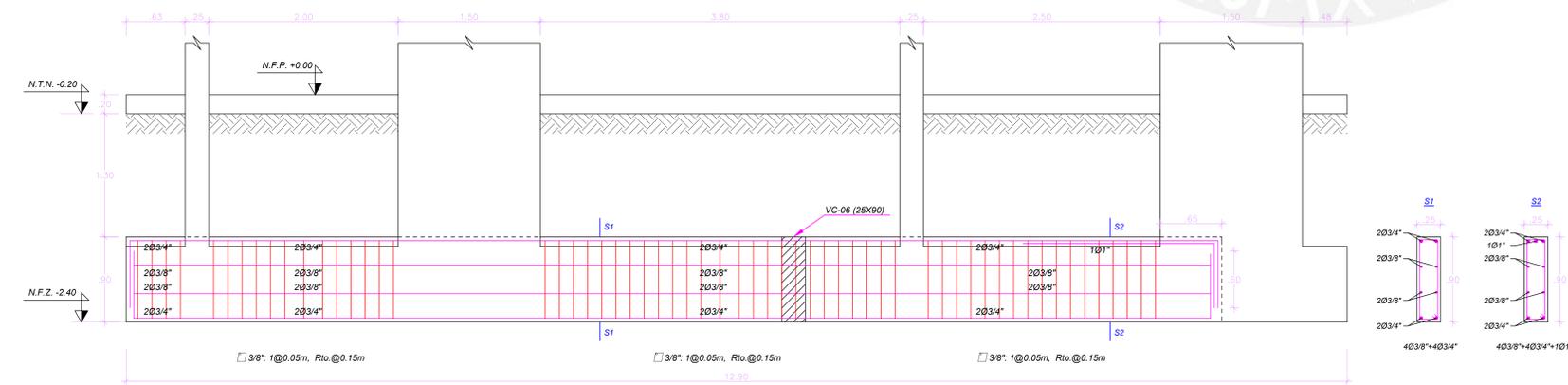


LEYENDA	
	TERRENO NATURAL
	CRUZE DE VIGA
	N.F.P. NIVEL DE FALSO PISO
	N.T.N. NIVEL DE TERRENO NATURAL
	N.F.Z. NIVEL DE FONDO DE ZAPATA

VC-09A (25X90)



VC-10 (25X90)

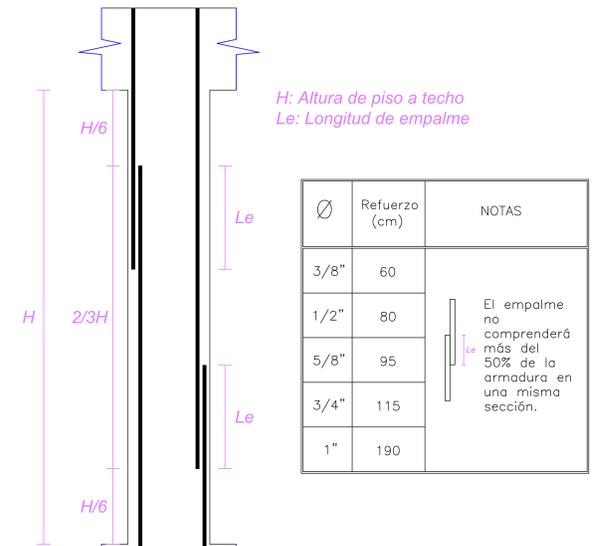


PROYECTO:	PROYECTO MULTIFAMILIAR	
PLANO:	CIMENTACIONES Y DETALLES - 4	
RESPONSABLE:	CARLOS JOAO SALDAÑA BECERRA	ESCALA: 1/25
ASESOR:	PAULO ISRAEL MEJIA TREJO	E-04

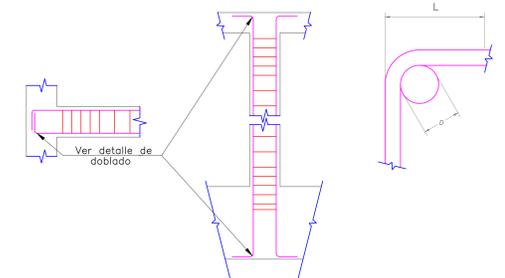
CUADRO DE PLACAS (1/25)

NIVEL	PL-01 (0.25x1.10)	PL-02 (0.25x1.50)	PL-03 (MIXTA)	PL-04 (MIXTA)	PL-05 (MIXTA)
1-2					
3-4					
5-6					

DETALLE DE EMPALMES PARA COLUMNAS (S/E)

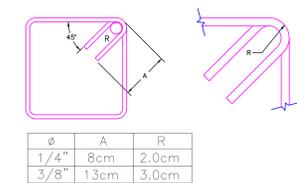


DOBLADO DE REFUERZO LONGITUDINAL (S/E)



DIAMETRO	Ø3/8"	Ø1/2"	Ø5/8"	Ø3/4"	Ø1"
L	15cm	20cm	25cm	30cm	40cm

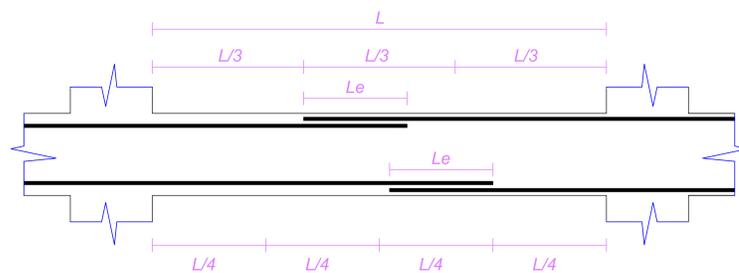
DETALLE DE DOBLADO DE ESTRIBOS EN VIGAS Y COLUMNAS (S/E)



CUADRO DE COLUMNAS (1/25)

NIVEL	C-01 (25x40)	C-02 (25x50)
1-6		

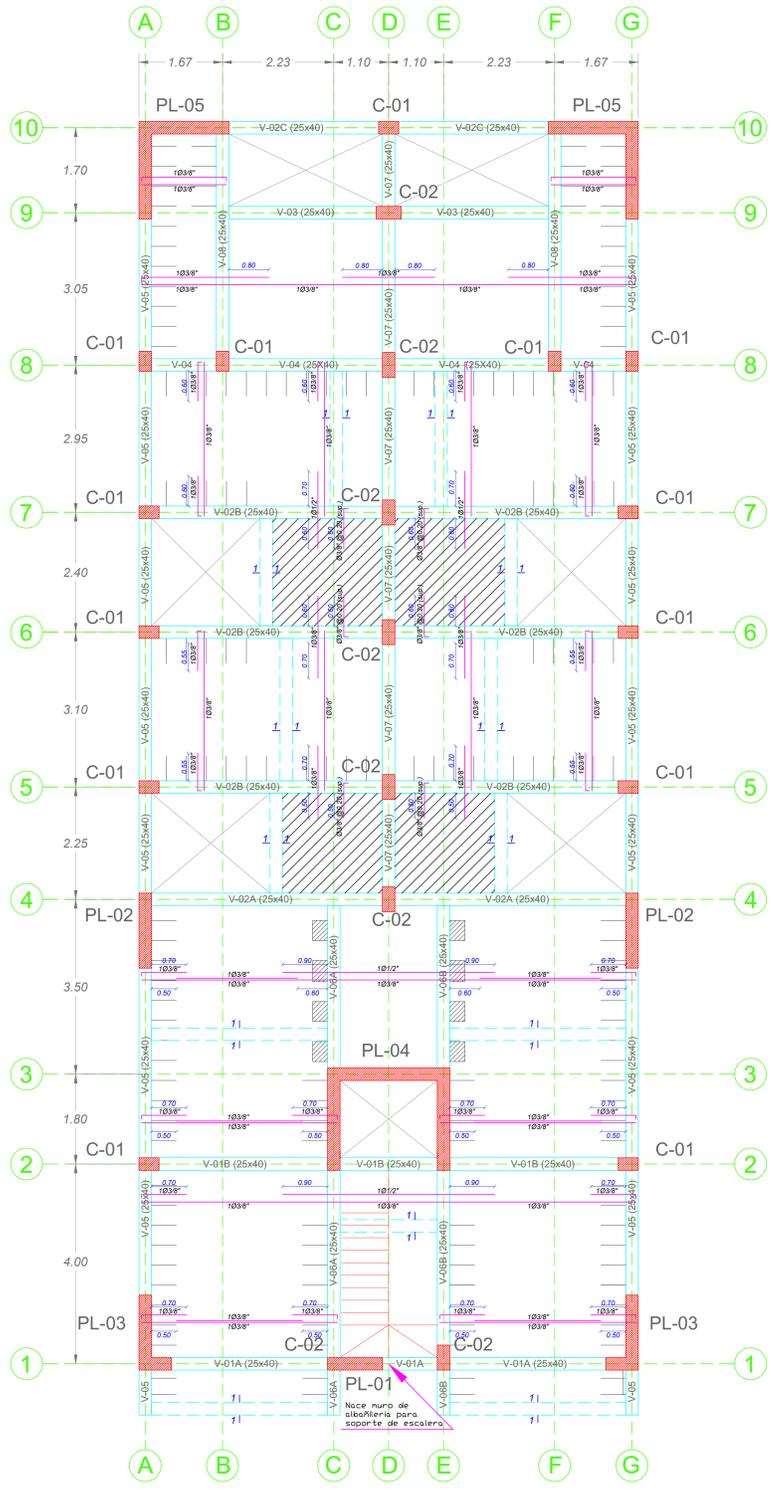
DETALLE DE EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS Y LOSAS (S/E)



Ø	Losas y vigas (cm)		NOTAS
	Refuerzo inferior	Refuerzo superior	
3/8"	45	60	Empalmes de refuerzo negativo en una longitud igual a 1/4 de la luz a cada lado de la columna o apoyo no están permitidos
1/2"	60	80	
5/8"	75	95	
3/4"	90	115	
1"	145	190	

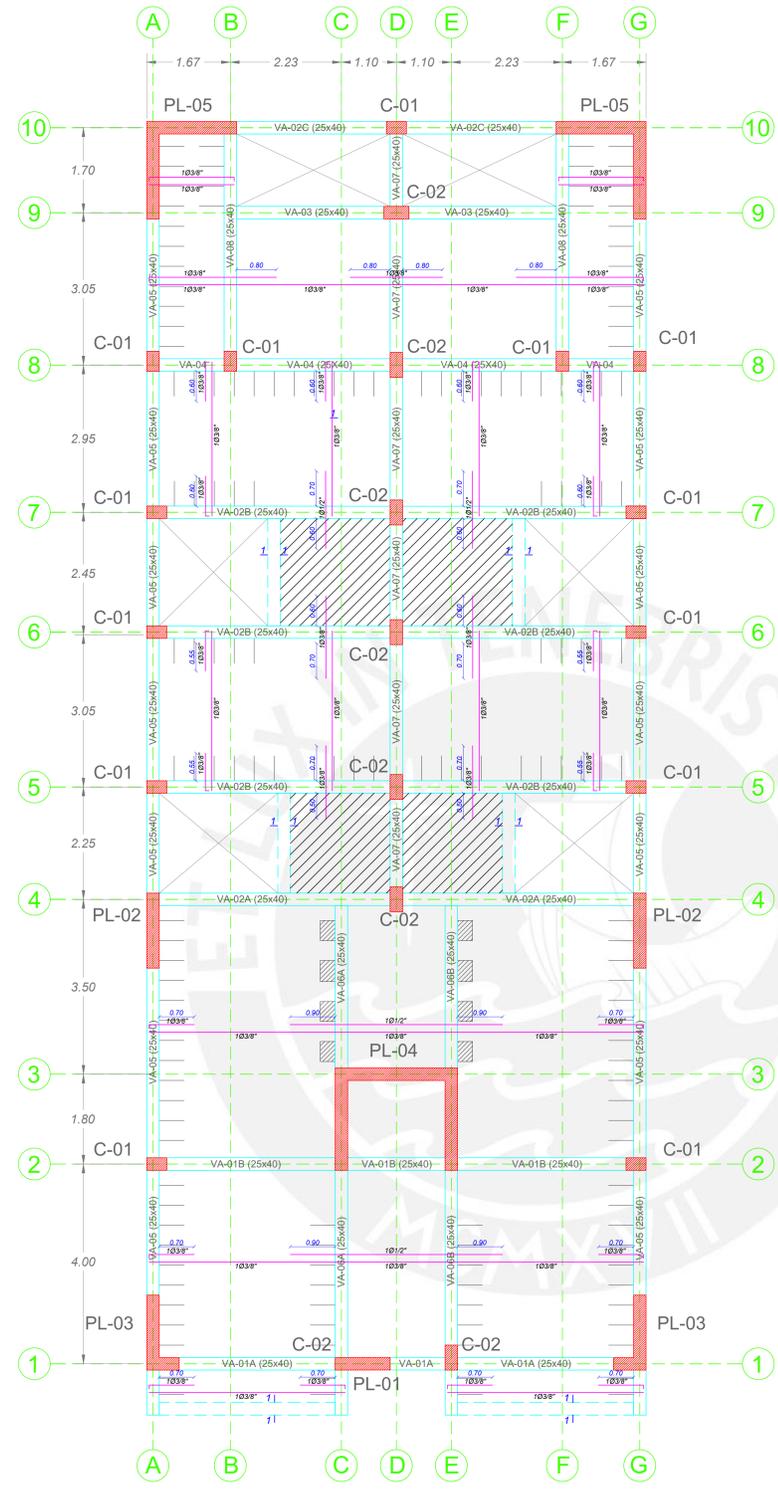


PROYECTO:	PROYECTO MULTIFAMILIAR	
PLANO:	DETALLE DE COLUMNAS Y PLACAS	
RESPONSABLE:	CARLOS JOAO SALDAÑA BECERRA	ESCALA: Indicada
ASESOR:	PAULO ISRAEL MEJIA TREJO	E-05



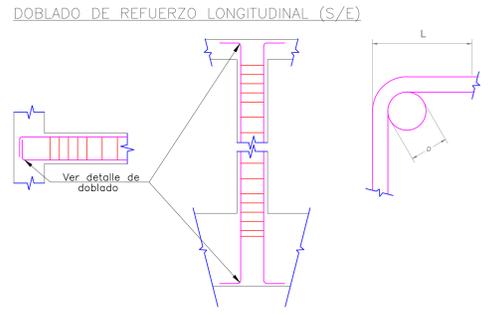
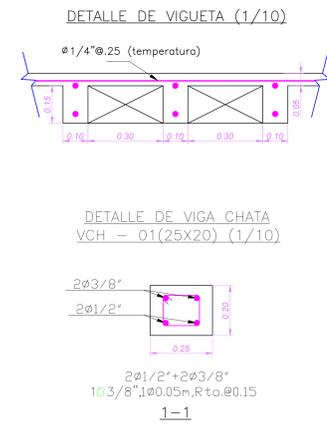
ENCOFRADO DE TECHO TÍPICO (1/50)

Aligerado h = 20 cm S/C = 200 kg/m²



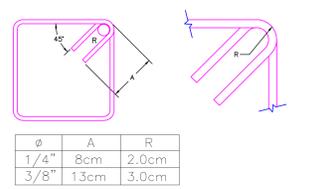
ENCOFRADO DE TECHO DE 6to PISO (1/50)

Aligerado h = 20 cm S/C = 200 kg/m²



DIAMETRO	ø3/8"	ø1/2"	ø5/8"	ø3/4"	ø1"
L	15cm	20cm	25cm	30cm	40cm

DETALLE DE DOBLADO DE ESTRIBOS EN VIGAS Y COLUMNAS (S/E)



ø	A	R
1/4"	8cm	2.0cm
3/8"	13cm	3.0cm

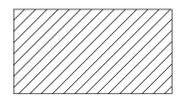
CUADRO DE VIGAS			
PISO 1,2,3,4,5		PISO 6 (AZOTEA)	
V-01A	0.25x0.40 m	VA-01A	0.25x0.40 m
V-01B	0.25x0.40 m	VA-01B	0.25x0.40 m
V-02A	0.25x0.40 m	VA-02A	0.25x0.40 m
V-02B	0.25x0.40 m	VA-02B	0.25x0.40 m
V-02C	0.25x0.40 m	VA-02C	0.25x0.40 m
V-02D	0.25x0.40 m	VA-02D	0.25x0.40 m
V-03	0.25x0.40 m	VA-03	0.25x0.40 m
V-04	0.25x0.40 m	VA-04	0.25x0.40 m
V-05	0.25x0.40 m	VA-05	0.25x0.40 m
V-06	0.35x0.60 m	VA-06	0.35x0.60 m
V-07	0.25x0.40 m	VA-07	0.25x0.40 m
V-08	0.25x0.40 m	VA-08	0.25x0.40 m
VCH-01	0.25x0.20 m	VCH-01	0.25x0.20 m

CUADRO DE COLUMNAS	
C-01	0.25x0.40 m
C-02	0.25x0.50 m

CUADRO DE PLACAS	
PL-01	0.25x1.10 m
PL-02	0.25x1.50 m
PL-03	MIXTA
PL-04	MIXTA
PL-05	MIXTA

$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Losa de H = 20 cm
 LOSA MACIZA MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR ø8mm@0.20
 MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR ø8mm@0.20

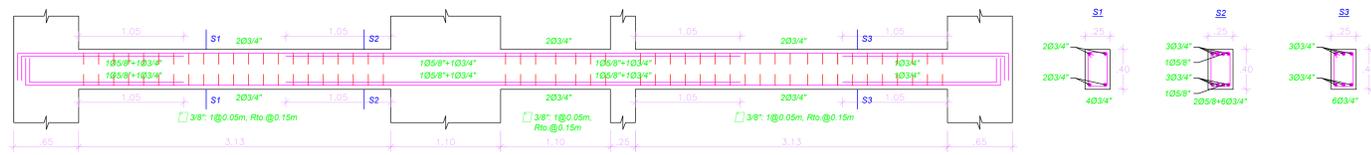


(En las plantas solo se muestran los bastones adicionales a estas mallas corridas)

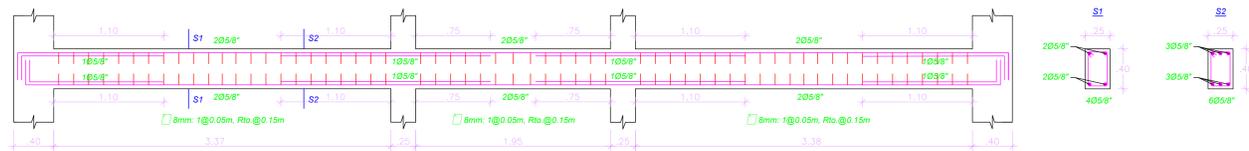


PROYECTO:	PROYECTO MULTIFAMILIAR	
PLANO:	ENCOFRADO DE TECHO	
RESPONSABLE:	CARLOS JOAO SALDAÑA BECERRA	ESCALA: Indicada
ASESOR:	PAULO ISRAEL MEJIA TREJO	E-06

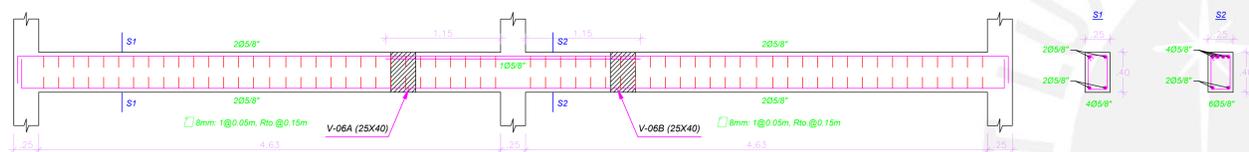
V-01A (25X40)



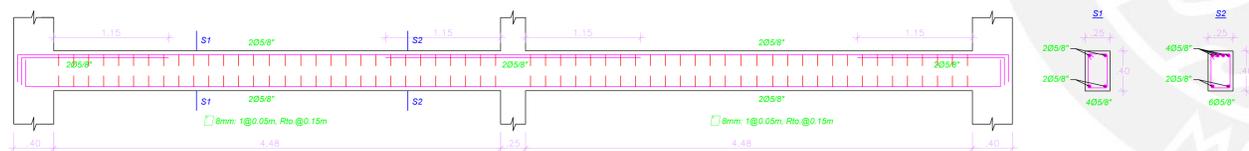
V-01B (25X40)



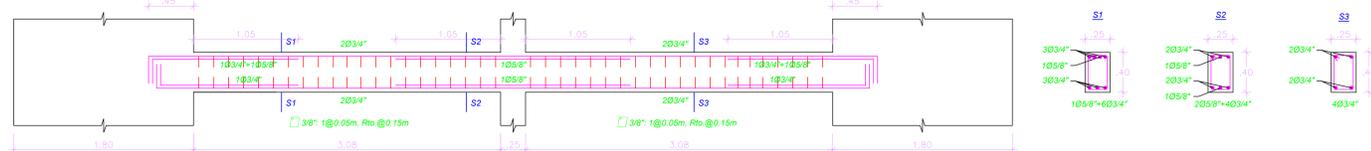
V-02A (25X40)



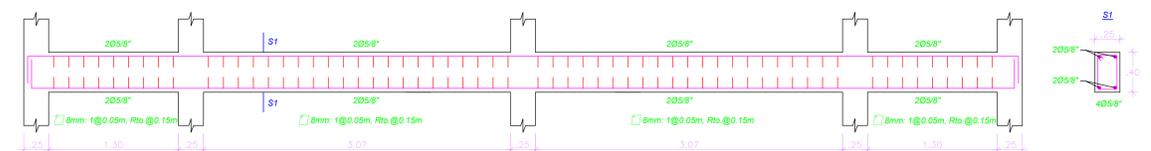
V-02B (25X40)



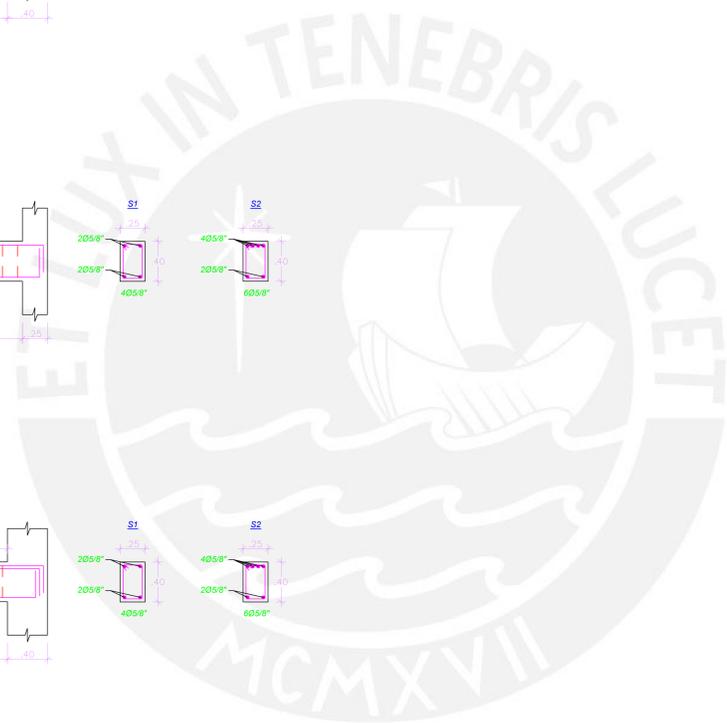
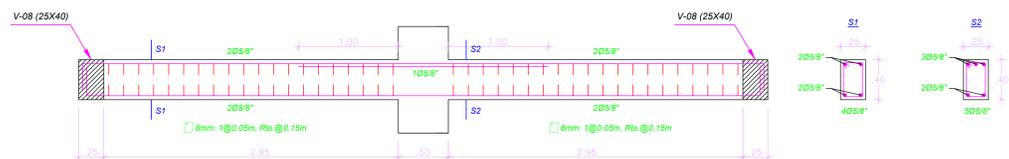
V-02C (25X40)



V-04 (25X40)

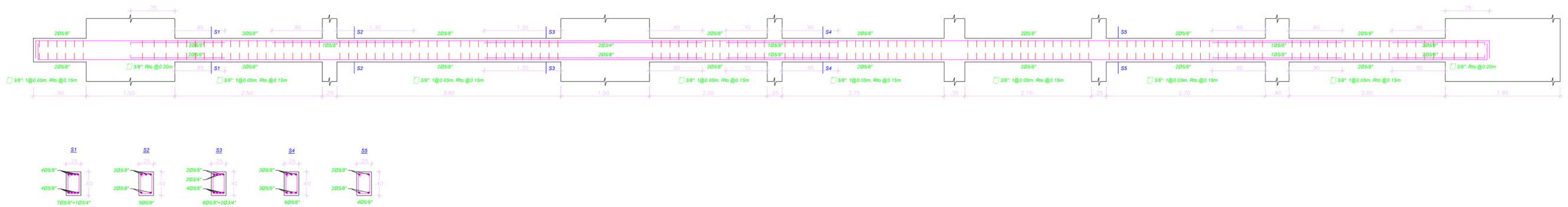


V-03 (25X40)

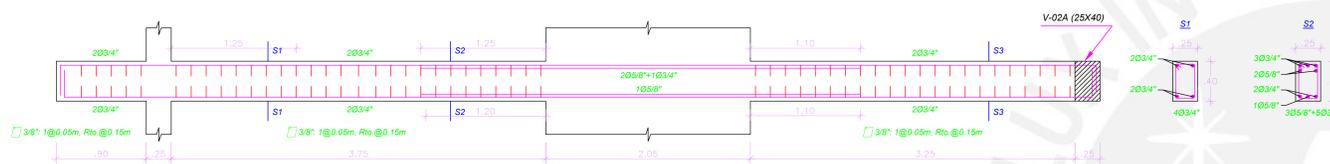


PROYECTO:	PROYECTO MULTIFAMILIAR	
PLANO:	DETALLE DE VIGAS PISO 1,2,3,4,5 - 1	
RESPONSABLE:	CARLOS JOAO SALDAÑA BECERRA	ESCALA: 1/25
ASESOR:	PAULO ISRAEL MEJIA TREJO	E-07

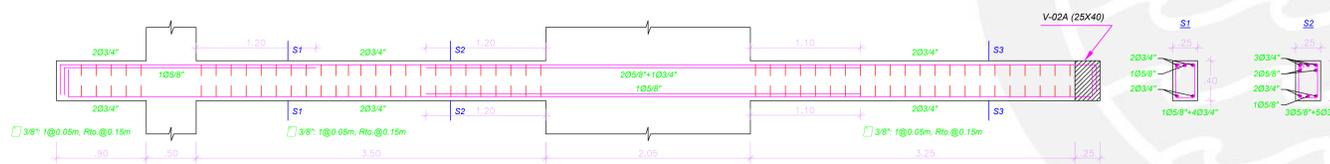
V-05 (25X40)



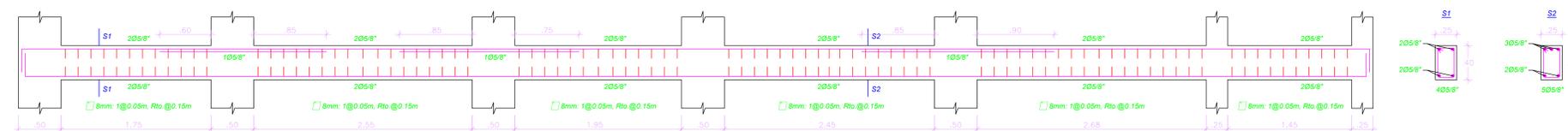
V-06A (25X40)



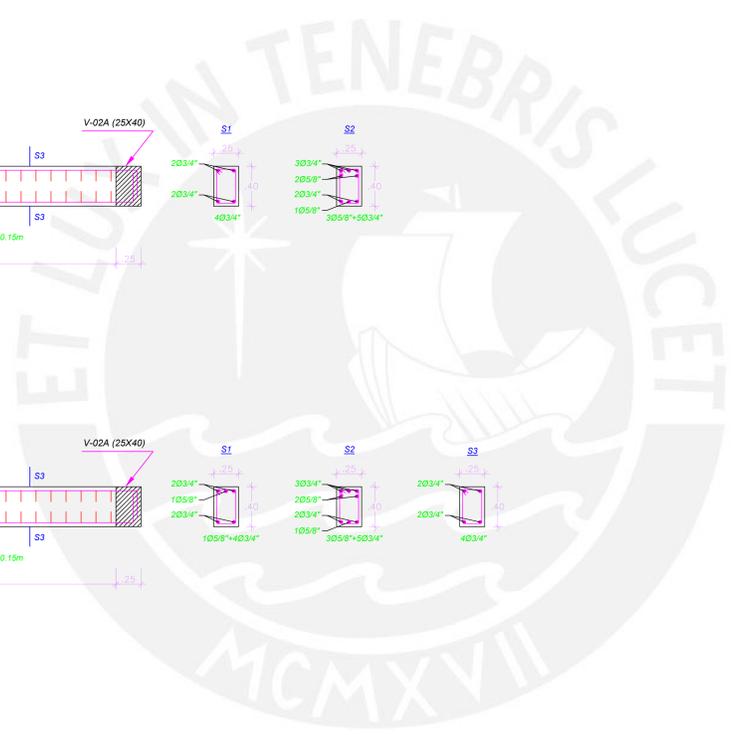
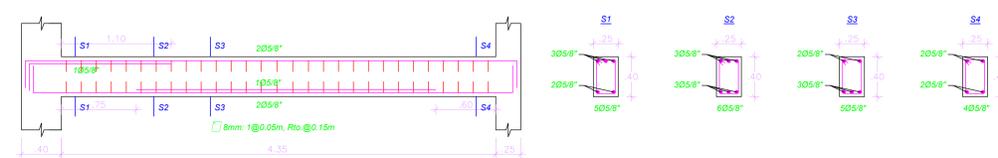
V-06B (25X40)



V-07 (25X40)

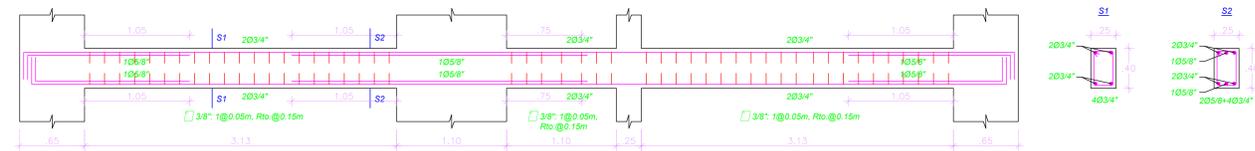


V-08 (35X60)

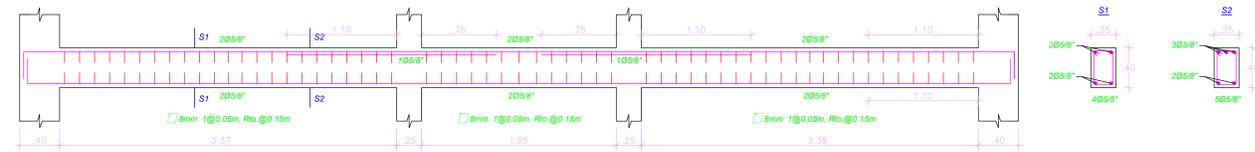


PROYECTO:	PROYECTO MULTIFAMILIAR	
PLANO:	DETALLE DE VIGAS PISO 1,2,3,4,5 - 2	
RESPONSABLE:	CARLOS JOAO SALDAÑA BECERRA	ESCALA: 1/25
ASESOR:	PAULO ISRAEL MEJIA TREJO	E-08

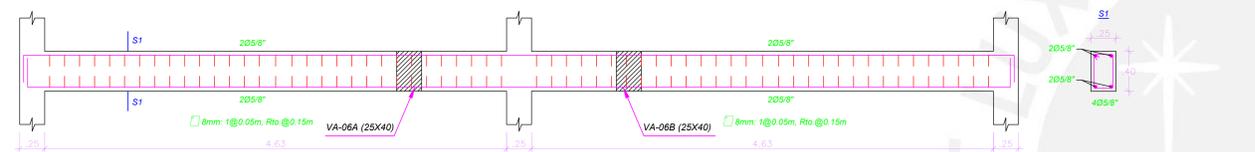
VA-01A (25X40)



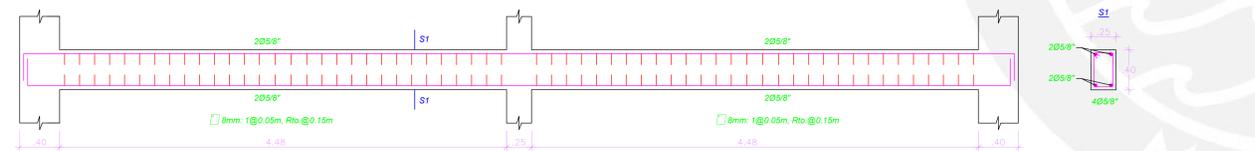
VA-01B (25X40)



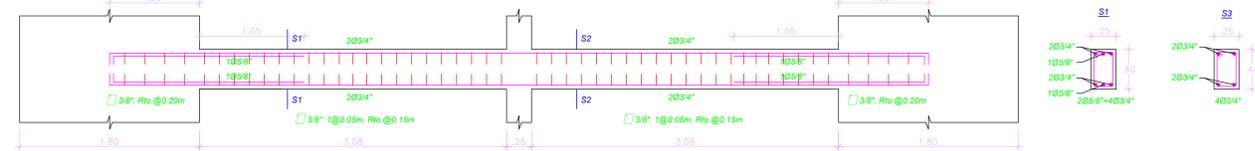
VA-02A (25X40)



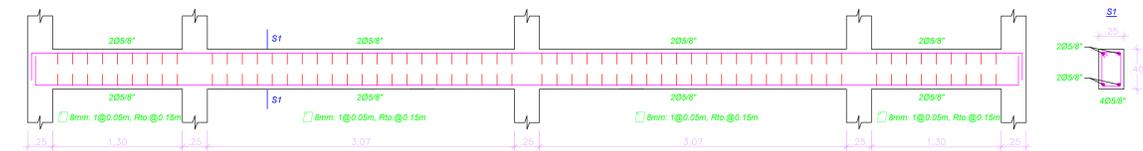
VA-02B (25X40)



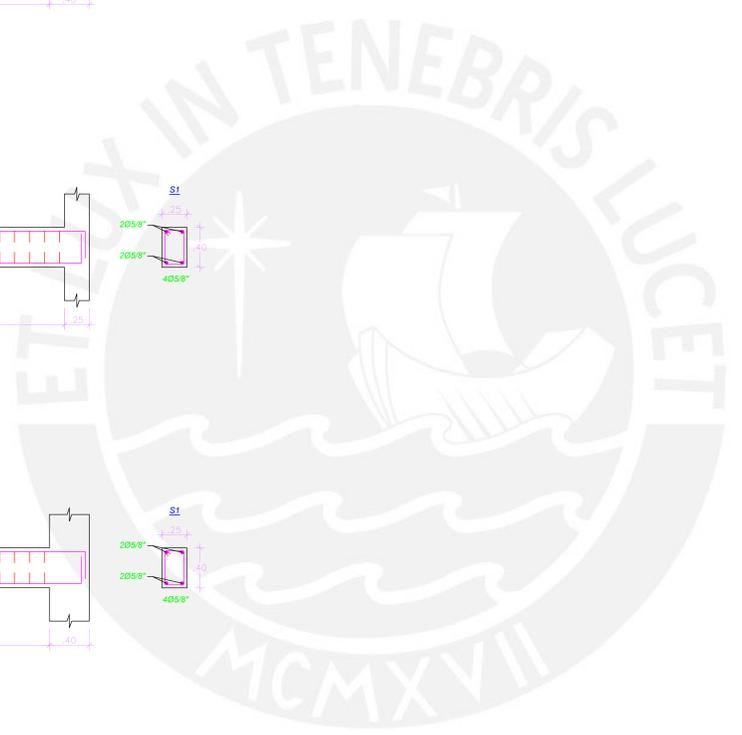
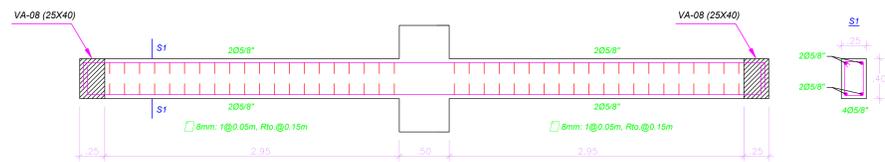
VA-02C (25X40)



VA-04 (25X40)

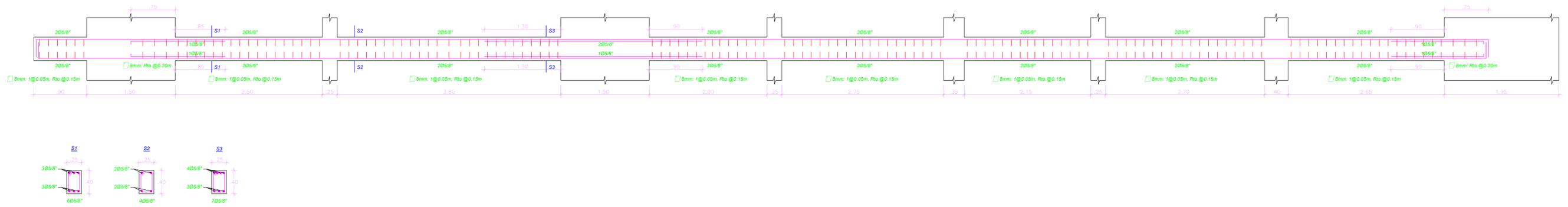


VA-03 (25X40)

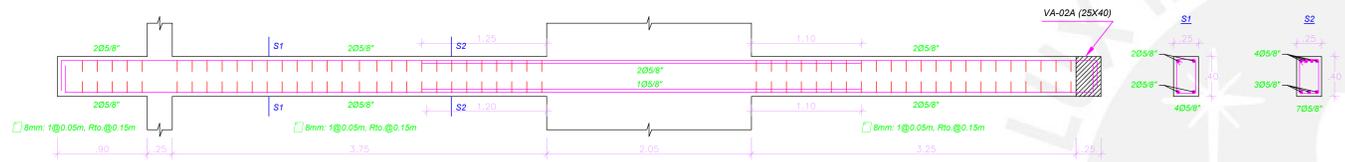


	PROYECTO:	PROYECTO MULTIFAMILIAR	
	PLANO:	DETALLE DE VIGAS PISO 6 - 1	
	RESPONSABLE:	CARLOS JOAO SALDAÑA BECERRA	ESCALA:
	ASESOR:	PAULO ISRAEL MEJIA TREJO	1/25
			E-09

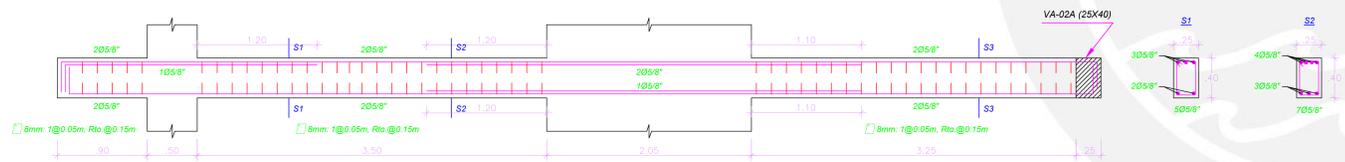
VA-05 (25X40)



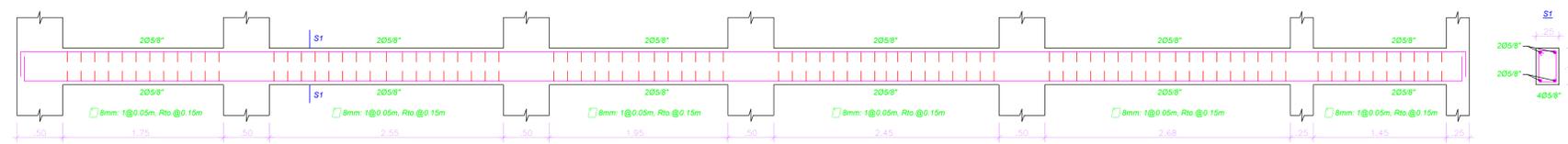
VA-06A (25X40)



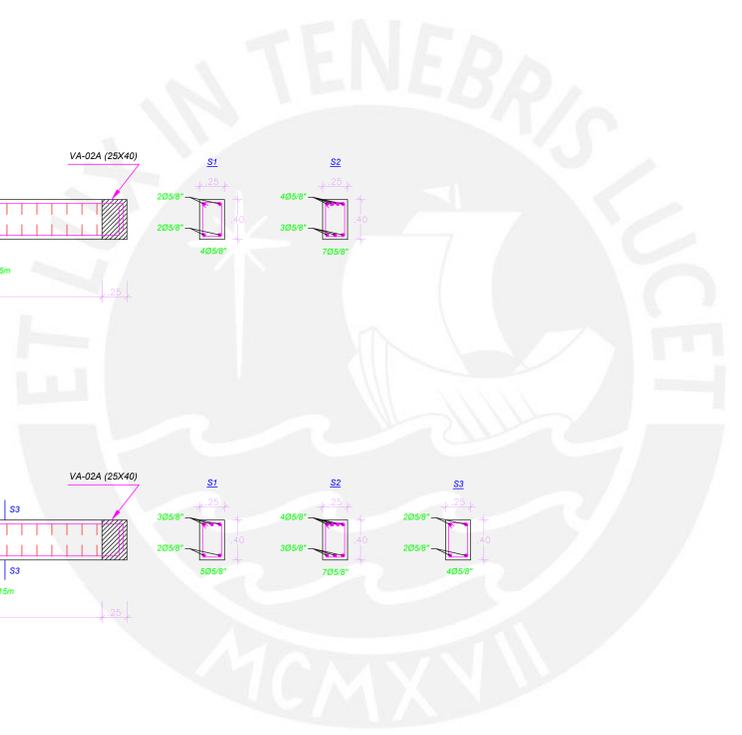
VA-06B (25X40)



VA-07 (25X40)



VA-08 (35X60)



	PROYECTO:	PROYECTO MULTIFAMILIAR	
	PLANO:	DETALLE DE VIGAS PISO 6 - 2	
	RESPONSABLE:	CARLOS JOAO SALDAÑA BECERRA	ESCALA: 1/25
	ASESOR:	PAULO ISRAEL MEJIA TREJO	E-10